UNIVERSITE MOHAMMED V-RABAT

ECOLE MOHAMMADIA D'INGENIEURS



Filière : Génie Civil

Option : BPC

Mémoire de Projet de Fin d'Études

Etude dynamique de la tour de la Banque Centrale Populaire

Pour l'obtention du

Diplôme d'ingénieur d'état

Soutenu le : 7 Juin 2018

Réalisé par :

Sara DADDA

Membres du jury :

Pr. N. LAMDOUAR	Présidente du jury
Pr. O. MOUSTACHI	Membre du jury
Pr. H. Mly ABDELALI	Membre du jury
Pr. A. BOUYAHYAOUI	Membre du jury
Mr. A. CARIMALO	Encadrant LUSEO

Année Universitaire 2017-2018

Remerciement

Avant tout propos, je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à toutes les personnes ayant contribué, par leur aide et assistance, à la réalisation de mon projet de fin d'études.

Mes vifs remerciements s'adressent particulièrement à mon encadrant de stage **Mr. Antoine CARIMALO**, pour l'opportunité qu'il m'a offerte et pour son accompagnement tout au long de cette période avec beaucoup de patience et de pédagogie.

Je tiens à adresser mes sincères gratitudes à mon encadrant de stage Mr. **Azzeddine BOUYAHYAOUI**, professeur à l'**EMI**, pour son encadrement et tous les conseils précieux qu'il m'a prodigué.

Je tiens à remercier aussi tous les membres du jury pour leur bienveillance à vouloir évaluer ce travail.

J'adresse finalement mes remerciements au corps enseignant pour la formation académique qu'ils nous ont fourni pendant les trois années et à tout le personnel de l'**EMI** pour avoir veillé à notre confort durant cette période.

A l'ensemble, je tiens à témoigner de mon profond respect et j'espère qu'ils trouveront dans ce rapport l'expression de ma considération.

Résumé

Le présent projet de fin d'études a pour objet l'étude et le dimensionnement d'une tour en béton armé de 28 étages en plus de cinq sous-sols, à usage de bureaux, vis-à-vis du séisme et du vent.

Les normes et règlements de calcul utilisés pour cette étude sont : le RPS 2000 et l'Eurocode 8 pour les calculs et vérifications sismiques, l'Eurocode 1 pour la détermination des actions sur la structure, et l'Eurocode 2 pour le dimensionnement des éléments en béton armé.

La première partie est consacrée à la présentation du projet et des systèmes de contreventement utilisés pour ce type de structures. Le prédimensionnement et la conception choisie de la structure sont détaillés dans la deuxième partie

En ce qui concerne le logiciel choisi, la modélisation et le calcul par éléments finis ont été réalisés par le logiciel ETABS, et ce, dans le but d'évaluer l'effet du séisme et de comparer les résultats du vent aux résultats trouvés par calcul manuel. Ces résultats ont servi à la vérification de la stabilité de la structure par rapport aux sollicitations latérales et au dimensionnement de la structure verticale.

La dernière partie du rapport constitue une étude théorique de la tour. Elle a pour objectif de comparer le système de contreventement par noyau central au système noyau-étage de raidissement pour différentes hauteurs supposées de la tour, ce qui permet d'aboutir à des conclusions et des recommandations pour le choix des systèmes de contreventement.

Abstract

This report sums up the study conducted during the four months training period which concerns the design and analysis of a 28-story reinforced concrete building.

The aims of the study are to determine the structural behavior of the building regarding the lateral loads induced by wind and earthquake, and thus design the structure based on the analysis' results in accordance with the European and Moroccan codes.

A preliminary design was established in the second chapter according to the architectural constraints and the height of the building resulting in the decision to adopt a concrete core structural system.

Concerning the software, the tower was modeled using the American building analysis and design software ETABS. The model was then used to check the lateral deflections caused by the wind and earthquake loads.

The design of reinforced concrete shear walls and columns is detailed in the sixth chapter.

The last section of the report focused on a case study on two types of structural systems for office buildings, of four different heights of the tower. The purpose of this part is to evaluate the influence of outriggers and belt walls on a core structure, in order to develop recommendations for choosing, checking and optimizing structural systems for tall buildings.

ملخص

يتمحور هذا التقرير حول مشروع نهاية الدراسة الذي امتد لحوالي أربعة أشهر في مكتب الدراسات و الإرشادات **LUSEO**

يهدف المشروع إلى دراسة برج مقر البنك الشعبي المتواجد بالدارالبيضاء، المتكون من ثمانية و عشرين طابقا وخمس أخرى تحت-أرضية، و يصل علوه إلى **104** مترا.

لقد تم تخصيص القسم الأول لتقديم المشروع و إنجاز محاكاة للمنشأة وذلك وفقا لطريقة العناصر المنتهية باستعمال البرنامج الأمريكي **ETABS**

بعد ذلك تمت دراسة تأثير الرياح و الزلزال على البرج للتحقق من توازن البناية تحت هذه التأثيرات، و ذلك عن طريق تقييم الإزاحات الأفقية وفقا لضابط البناء المضاد للزلازل المسمى RPS 2000. إضافة إلى ذلك تم القيام بتصميم الأعمدة و الجدران وفقا للمعايير الأوروبية.

الفصل الأخير من هذا التقرير يشمل مقارنة نظرية بين نوعين من الهياكل العمودية الأكثر تداولا لهذا االنوع من البنايات و ذلك اعتمادا على نماذج ذات ارتفاعات مختلفة لنفس البرج، بهدف الخلوص إلى توصيات و قواعد حول اختيار نوع الهيكل وتحسينه .

Table des matières :

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

On constate que le Maroc vise de plus en plus la construction en hauteur surtout dans les villes qui connaissent un besoin croissant en logements et une densification urbaine importante telle que la ville de Casablanca. En effet, on témoigne actuellement d'énormes chantiers d'immeubles de grandes hauteurs répartis aux quatre coins du pays.

Visant à s'imposer parmi les grandes métropoles, la ville de Casablanca ne cesse de connaître des records de hauteurs. Si elle est encore loin d'abriter la plus haute tour du monde, elle compte à son actif une poignée de structures déjà implantées qui attestent des ambitions portées par le royaume en matière de construction.

Le projet de la Banque Centrale Populaire s'inscrit parmi ces types de structures qui présentent des difficultés de conception et de calcul. En effet, ils présentent une sensibilité vis-à-vis des sollicitations horizontales telles que celles dues au vent et au séisme.

Ma mission consistait alors en l'étude dynamique de la tour BCP, un bâtiment en béton armé atteignant plus de 100 m de hauteur, ainsi qu'une étude comparative du système de contreventement en considérant des modèles de la tour ayant des hauteurs plus importantes.

On présentera dans un premier lieu le projet à étudier. Ensuite, on détaillera la conception de la tour et sa modélisation sur le logiciel ETABS, pour aboutir au calcul dynamique et au dimensionnement des éléments structuraux. En se basant sur la même procédure, on entamera une étude comparative du système de contreventement de la tour avec différentes hauteurs.

Chapitre 1 : Présentation générale du projet

1. PRESENTATION DU PROJET :

1.1 La tour banque centrale populaire

Siège de la banque centrale populaire, Le projet conçu par un cabinet d'architectes de renommée mondiale sera construit en conformité avec les standards internationaux en matière de respect de l'environnement et de développement durable.

Il s'agit d'une tour de 28 étages et 5 niveaux de parking enterrés avec une hauteur totale de l'ordre de 104.5 m pour une surface au sol de 4126 m².

Elle sera composée de plusieurs zones :

- ✓ D'un parking sous-terrain ;
- ✓ D'agences commerciales ;
- ✓ D'un auditorium ;
- ✓ D'une zone cuisine/restaurant ;
- ✓ De locaux sociaux ;
- ✓ D'une salle des marches ;
- ✓ De plateaux de bureaux ;
- ✓ D'une zone présidentielle.



Figure 1 La tour Banque Centrale populaire

1.2 Situation du projet :

Le projet de la tour BCP se situe dans la banlieue Sud-Ouest de Casablanca (arrondissement de Hay Hassani) dans l'emprise de l'ancien aéroport d'Anfa.

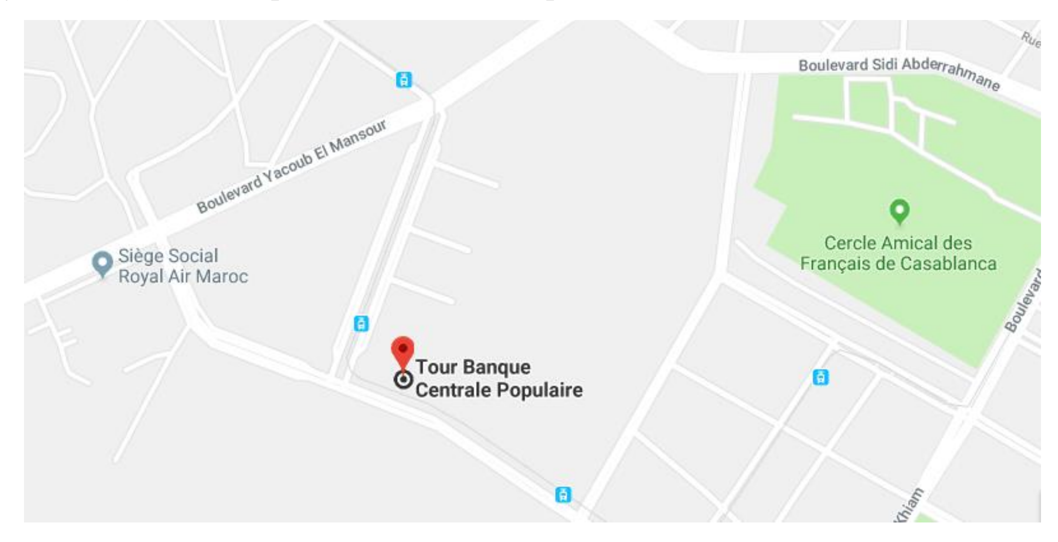


Figure 2 Situation de la tour BCP

1.3 Intervenants du projet :

Maître d'ouvrage	Banque Centrale populaire
Maître d'ouvrage délégué	Jacob E.S.A
Groupement d'architectes	- Rachid Andalousssi - Groupe 3 Architectes
Bureau d'étude TCE	LUSEO
Bureau de control	SOCOTEC
Bureau de sécurité incendie	CASA vigilance

Tableau 1 Intervenants du projet

1.4 Configuration du bâtiment :

Le siège de la banque centrale populaire est composé d'un podium et d'une tour séparés par des joints de dilatation. Cependant, l'étude effectuée ne concerne que la partie tour dont les dimensions sont représentées ci-dessous :

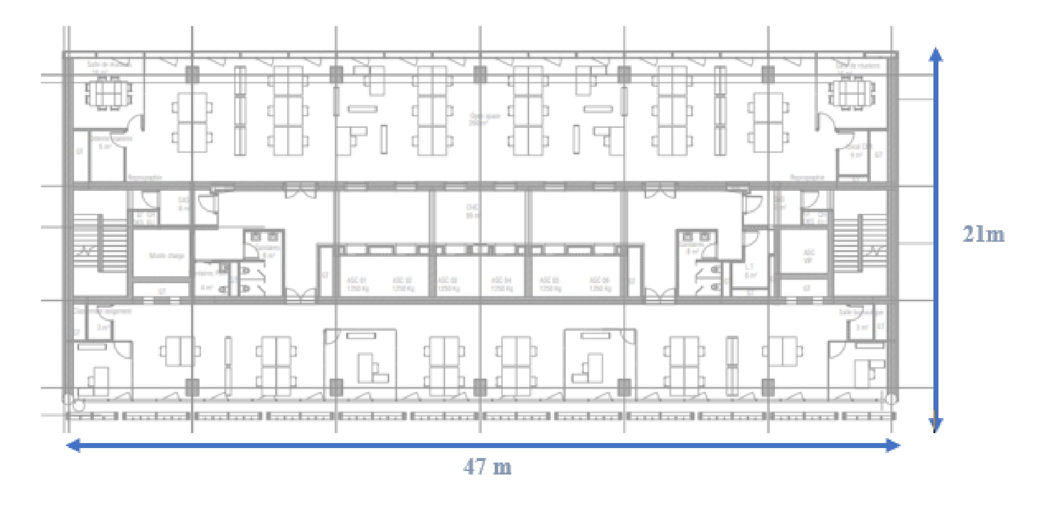


Figure 3 Dimensions de la tour

Elévation :

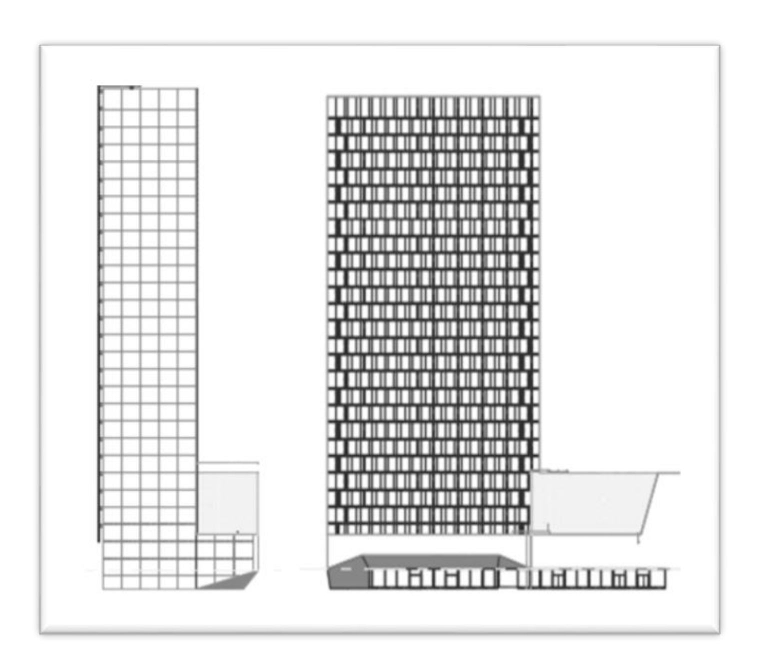


Figure 4 Vue en élévation de la tour

2. GENERALITES SUR LES IGH :

2.1 Définition et Classification des IGH

Selon l'article R122-2 du Code de la construction et de l'habitation français, « constitue un immeuble de grande hauteur, [...] tout corps de bâtiment dont le plancher bas du dernier niveau est situé, par rapport au niveau du sol le plus haut utilisable pour les engins des services publics de secours et de lutte contre l'incendie :

- A partir de 50 mètres de hauteur, les immeubles à usage d'habitation sont considérés comme des IGH
- A partir de 28 mètres, tous les autres immeubles sont considérés comme des IGH
- A partir de 200 mètres, l'immeuble entre dans la catégorie spéciale des Immeubles de très grande hauteur (ITGH)

La construction d'un IGH est précisément réglementée dès le choix de son emplacement :

- l'IGH doit se trouver à moins de trois kilomètres d'un centre de secours
- la voie d'accès pompier doit être située à moins de trente mètres de l'IGH
- un espace de protection de huit mètres minimum doit être respecté entre l'IGH et les constructions alentours
- le poste central de sécurité doit impérativement se trouver au niveau de l'accès pompiers

2.2 Contreventement des IGH

Sans faire de séparation entre les structures en béton armé, en acier ou en construction mixte, la Figure 5 fait état d'une grande partie des systèmes de raidissement usuels pour des bâtiments de plus de 20 étages. Très claire et schématique, elle montre des vues en plan et en élévation ainsi que l'évolution du nombre d'étages maximal réalisables pour chaque système.

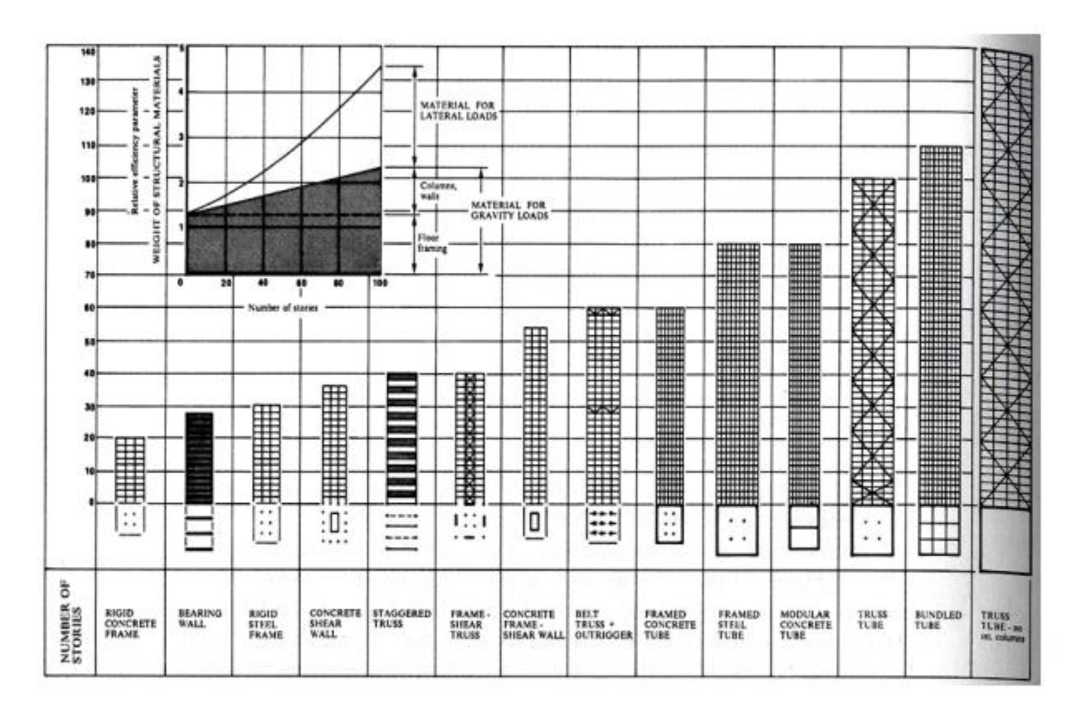


Figure 5 Types de structure

Les systèmes de contreventement des IGH les plus communs pour les structures en béton armé sont présentés ci-dessous :

- *Dalles sur murs et/ou colonnes :*

Ce premier groupe de structures transmet les charges horizontales par les planchers aux colonnes/murs puis de ces éléments verticaux aux fondations. La liaison entre les éléments horizontaux et verticaux doit donc être semi-rigide afin de ne pas devoir disposer de contreventement supplémentaire.

- Pour des bâtiments inférieurs à 10 étages, un système composé uniquement de planchers-dalles est envisageable. Le comportement est alors celui d'une superposition de cadres semi-rigides.
- Pour des constructions de plus de 10 étages, le système composé uniquement de colonnes comme éléments verticaux, n'est plus suffisant à conférer la rigidité latérale. Il faut alors en plus disposer des refends verticaux travaillant comme des poutres en porte-à-faux. Les colonnes peuvent ainsi être biarticulées, ce qui facilite la mise en œuvre et simplifie les détails d'armature.

- *Cadres rigides :*

Ce système se compose de colonnes et de dalles rigidement liées. Les dalles peuvent être assimilées à des poutres si leur épaisseur est suffisante ou si elles sont composées de sommiers reliant directement deux colonnes. Le système ainsi composé se comporte comme un cadre permettant de reprendre aussi bien un effort tranchant qu'un moment de flexion. Ce genre de système est adapté pour des structures jusqu'à 25 étages.

- *Structure à noyau central :*

Dans les bâtiments à étages multiples, des ouvertures centrales permettant les circulations verticales sont toujours construites. Ces ouvertures sont souvent utilisées pour des cages d'ascenseur ou d'escaliers ne nécessitant généralement pas de lumière naturelle. Il est donc très fréquent de les construire en béton armé, ce qui crée une structure verticale très rigide appelée : « noyau ». Souvent situé dans la partie centrale de la construction, ce noyau travaille comme une poutre console encastrée dans les fondations. Les charges verticales additionnelles sont reprises par des poteaux en façade.

- L'avantage principal de ces structures est la forme du noyau leur permettant de résister à tous types de charges : verticales, efforts tranchants, moments de flexion dans les deux directions et torsion. Il reprend donc la majorité des forces horizontales qui lui sont transmises par l'intermédiaire des dalles jusqu'à environ 40 étages.

- *Interaction murs/noyau(x) et cadres :*

  Ce système est sans conteste le plus utilisé pour la construction de systèmes résistants aux charges latérales. Il peut aussi bien être appliqué pour des bâtiments de 10 étages que pour des gratte-ciels jusqu'à 50 étages.

- *Noyau(x) et étage(s) de raidissement :*

  Pour des gratte-ciels dès 50-60 étages, le système précédent n'est généralement plus suffisant pour assurer seul la stabilité de la structure face aux actions horizontales. Il est alors proposé ici de créer un ou plusieurs étages de raidissement :

  - Situé au sommet de la construction, on l'appellera étage chapeau ou étage de raidissement en tête/au sommet.
  - Position quelconque sur la hauteur, on le(s) nommera étage de raidissement ou étage ceinture.

  Le(s) étage(s) de raidissement sont des étages très rigides, sur un ou plusieurs niveaux, composés essentiellement de murs reliant le noyau aux colonnes. Cette liaison ainsi créée permet de rigidifier la structure en faisant participer les montants à la reprise des moments de flexion. Le système est alors composé d'une poutre console encastrée dans les fondations (noyau) et de tirants/butons (montants) reliés.

Chapitre 2 : Conception et prédimensionnement

1. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

1.1 Durée d'utilisation :

La catégorie de durée d'utilisation du projet est prise égale à S4 correspondant à une durée de 50 ans (classe proposée par l'Eurocode 0 pour les structures bâtiment et autres structures)

1.2 Classe de conséquence :

La tour est considérée de classe de conséquence CC2 (bâtiments de bureaux), correspondant à une classe de fiabilité RC2.

1.3 Classe d'exposition des éléments :

Les conditions d'exposition sont les conditions physiques et chimiques auxquelles la structure est exposée, en plus des actions mécaniques.
Les conditions d'environnement sont classées conformément au Tableau 4.1 de l'EN-1992-1-1- (4.2)
Les éléments structuraux des zones bureaux de la tour sont considérés de classe d'exposition XC1 , tandis que ceux des zones parking sont considérés de classe XC3.

2. MATERIAUX :

2.1 Béton :

- Classes de résistance retenues

Les bétons utilisés pour la structure de la tour sont listés dans le tableau ci-dessous.

Fondations	C35/45
Planchers	C35/45
Noyau	C50/60
Poteaux	C50/60
Poteaux RDC -> R+1	C80/95

Tableau 2 Classes de résistance du béton

- Durabilité et enrobages des armatures :

L'enrobage nécessaire à la durabilité de la structure est calculé selon l'EN 1992-1-1 §4. La valeur à utiliser est la plus grande valeur de c min satisfaisant aux exigences à la fois en ce qui concerne l'adhérence et les conditions d'environnement.

$$c_{min} = max(c_{min,b} \, ; \, c_{min,dur} - \Delta c_{dur,g} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add})$$

avec :

- ❖ $c_{min,b}$ Enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence, voir 4.4.1.2 (3)
- ❖ $c_{min,dur}$ Enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement, voir 4.4.1.2 (5)
- ❖ $\Delta c_{dur,g}$ Marge de sécurité, voir 4.4.1.2(6)
- ❖ $\Delta c_{dur,st}$ Réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable, voir 4.4.1.2 (7)
- ❖ $\Delta c_{dur,add}$ Réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire, voir 4.4.1.2 (8).

Conformément aux recommandations de l'EN 1992-1-1, on considère que

- $\Delta c_{dur,y} = \Delta c_{dur,add} = \Delta c_{dur,st} = 0$ mm.
- $\Delta c_{dev} = 10$ mm (tolérance pour écart d'exécution)

L'enrobage minimal est alors donné par la formule ci-dessous.

$c_{min} = max(c_{min,b} \, ; \, c_{min,dur})$ et $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = c_{min} + 10mm$

$c_{min,b}$ est l'enrobage minimum requis vis-à-vis de l'adhérence selon EN 1992-1-1 §4.4.1.2(3).

Les classes d'expositions retenues et les enrobages $c_{min,dur}$ en découlant sont détaillées dans le tableau ci-dessous.

	Classe d'exposition	Classe structurale de base	Béton utilisé	Réduction de classe		Classe structurale retenue	$c_{min,dur}$ (mm)	$c_{min,dur}+Dc_{dev}$(mm)
				Béton résistant	Enrobage compact			
Parement intérieurs - zone bureaux								
Dalles béton armé								
Parement supérieur	XC1	4	C35/45	-1	0	3	10	**20**
Parement inférieur	XC1	4	C35/45	-1	-1	2	10	**20**
Poteaux	XC1	4	C50/60 C80/95	-1	0	3	10	**20**
Voiles du noyau	XC1	4	C50/60	-1	0	3	10	**20**
Autres voiles structurels	XC1	4	C40/50	-1	0	3	10	**20**
Parement intérieurs - zone parking								
Dalles béton armé								
Parement supérieur	XC3	4	C35/45	-1	0	3	20	**30**
Parement inférieur	XC3	4	C35/45	-1	-1	2	15	**15**
Poteaux	XC3	4	C50/60 C80/95	-1	0	3	20	**30**
Voiles du noyau	XC3	4	C50/60	-1	0	3	20	**30**
Autres voiles structurels	XC3	4	C40/50	-1	0	3	20	**30**

Tableau 3 Enrobages minimaux

2.2 Acier :

Les aciers utilisés auront les prescriptions ci-dessous :

- Armatures en acier (non-inox) haute adhérence (HA) en barre ou treillis soudé
- Diamètre maximal : HA40
- f_{yk} = 500 MPa
- E_s = 200 GPa

3. CHARGEMENT :

3.1 Charges permanentes :

Conformément aux dispositions des Eurocodes 0 à 2 et les spécifications du programme technique, une variabilité des charges permanentes sera prise en compte pour le calcul de la descente de charges :

- **Le poids propre de la structure :** calculé avec un poids volumique du béton = $25\ KN/m^3$
- **Les charges permanentes additionnelles :** elles représentent le poids des revêtements, les recharges, plantations etc. L'évaluation de ces actions nécessite la connaissance des différentes épaisseurs de chaque matériau utilisé dans le plancher avec les différentes masses volumiques données par la réglementation, La charge permanente globale est obtenue en faisant le cumul de ces différentes charges partielles sur chaque plancher.

  Elles sont calculées selon le plan de revêtement.
- Terrasse (hors surcharge)
  - ✓ Complexe isolation + étanchéité 1,00 KN/m²
  - ✓ Dalle de roulement des chariots des nacelles de nettoyage 3,75 KN/m²
  - ✓ Végétalisation 3,50 KN/m²
- Étages en superstructure
  - ✓ Faux plancher 0,60 KN/m²
  - ✓ Moquette 0,10 KN/m²
  - ✓ Faux plafond et gaines 0,15 KN/m²
- Niveau dalle
  - ✓ Etanchéité + revêtement 8,00 KN/m²
  - ✓ Zone de plantation 8,00 KN/m²
- Étages techniques
  - ✓ Dalle flottante + isolant 4,00 KN/m²
  - ✓ Poids des faux-plafonds et gaines en infrastructure 0,60 KN/m²
  - ✓ Poids des façades 0,60KN/m²
- Poids des cloisonnements

- ✓ Cloisons légères des bureaux 1,00 KN/m²
- ✓ Autres cloisons selon nature et épaisseur (à ajouter aux charges de revêtement)
- ✓ Socles, massifs et autres équipements techniques selon leur nature

- Une surcharge de $800\ Kg/m^3$ est à prévoir pour uniformiser le niveau fini des planchers avec le faux plancher technique.

Les valeurs des charges additionnelles sont présentées sur les plans de chargement en annexe.

3.2 Charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation considérées pour le projet sont déterminées par la réglementation compte tenu du programme technique.

Elles sont résumées dans le tableau ci- dessous :

Sous-sols	
Parking poids léger (3)	2,5 kN/m²
Locaux techniques	5,0 kN/m²
Archives/stockage et similaire (4)	8,0 kN/m²
Sanitaires	3,5 kN/m² (5)
Quai de déchargement	20 kN/m²
Cours de service – aire de livraison	5 kN/m²
Tour	
Bureaux	4,2 kN/m²
Circulation horizontale commune	4 kN/m²
Sanitaires	3,5 kN/m² (4)
Salles de réunion	4,2 kN/m²
Terrasse inaccessible (meuble)	1,0 kN/m²
Terrasse technique (toiture)	5,0 kN/m²

Tableau 4 Charges d'exploitation

Les plans de chargements en annexe fournissent plus de détails.

3.3 Charges sismiques :

Plus la hauteur d'un bâtiment est grande, plus l'effet du séisme est prépondérant. Dès lors, pendant la réalisation d'un ouvrage, il est impératif de prendre des exigences minimales de conception et de calcul ainsi que des dispositions constructives à adopter pour permettre aux bâtiments ordinaires de résister convenablement aux secousses sismiques. Un calcul des effets du séisme va être élaboré dans les chapitres à venir.

3.4 Charges climatiques :

- Effets du vent :

Le vent exerce des actions très importantes vu le site de la structure et sa hauteur. Le calcul du vent sera détaillé par la suite selon les règles de l'Eurocode, partie 1-4, pour le calcul des structures au vent.

- Effets de neige :

La tour BCP est située dans la ville de Casablanca, donc les effets de neige ne sont pas considérés.

4. CONCEPTION DE LA STRUCTURE :

4.1 Contraintes architecturales :

Dans un premier temps il s'agit d'adapter la conception à l'architecture technique retenue, tout en répondant aux exigences de stabilité et de résistance, et aux contraintes architecturales de viabilité de sécurité et d'esthétique. La conception a été ainsi réalisée en collaboration avec l'architecte. Les conditions architecturales prises en considération se résument à :

- Eviter d'avoir des poteaux qui nuisent à l'esthétique du bâtiment.
- Assurer un dégagement de l'espace vu qu'il s'agit d'un bâtiment destiné aux bureaux.
- Eviter de grandes retombées susceptibles de limiter les hauteurs nettes des étages.
- Préserver les ouvertures exigées par l'architecte

4.2 Choix du système de contreventement :

Il existe une multitude de système de contreventement pour les bâtiments de grande hauteur, dont le choix dépend essentiellement de la hauteur de la structure, son emplacement et des contraintes architecturales.

Le système choisi pour ce projet est un contreventement par noyau central. Ce système de contreventement procure souvent la solution la plus économique et permet aussi de dégager plus d'espace puisqu'on concentre au milieu du bâtiment tous les dispositifs de communication verticale (ascenseurs, escaliers, gaines et réseaux divers) ainsi que certains services (sanitaires, espaces de rangement etc.). Le rôle et l'emplacement des équipements de communication, des gaines de transport et de fluides, des services, sont quasiment immuables durant la vie de l'immeuble. Il est donc logique de rassembler dans un espace figé les cages d'escalier et autres ascenseurs ainsi que certains locaux de services, et d'enserrer cet espace dans une structure rigide en béton armé dont la fonction, sur le plan structural, est de reprendre toutes les sollicitations horizontales et une partie des charges verticales s'exerçant sur le bâtiment puis de les transmettre aux fondations.

La structure de la tour a ainsi été conçue de manière à ce que le contreventement sous les efforts du vent et du séisme soit assuré par les voiles du noyau central et des deux voiles d'extrémité. Pour assurer le contreventement dans la direction transversale Y, les voiles du noyau travaillent en poutre en I avec comme semelles les 2 voiles longitudinaux et comme âmes les voiles transversaux ; ainsi que les deux voiles d'extrémités qui sont attachés aux voiles du noyau central. Le contreventement dans la direction longitudinale X est assuré par le noyau agissant comme cadre et les deux voiles d'extrémités.

Des linteaux de 90cm de hauteur au-dessus des portes permettent de relier les voiles du noyau et les faire travailler ensemble.

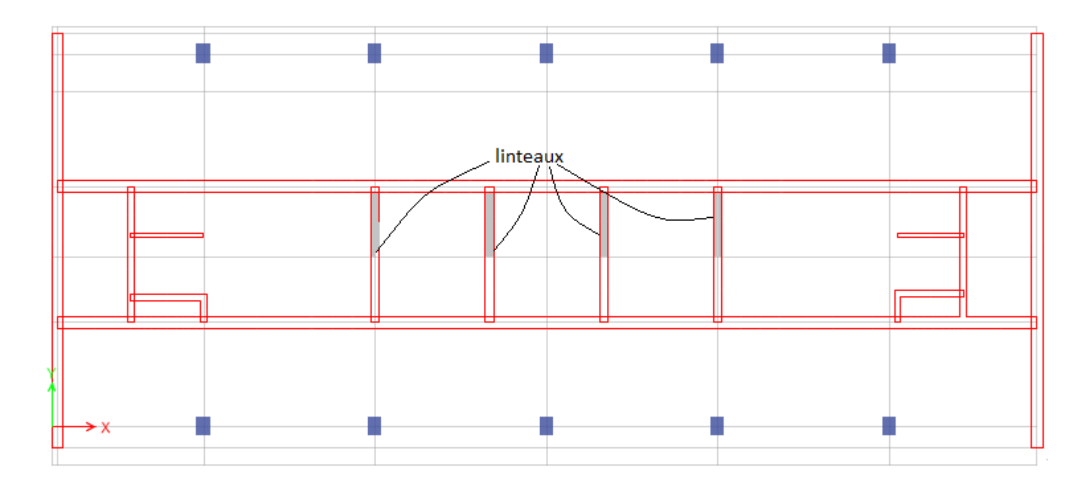


Figure 6 Conception de la tour

4.3 Choix du système de planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure destinés à reprendre les charges d'exploitation ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtements…) et à les transmettre aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs…). Plusieurs types de planchers se présentent au concepteur qui doit faire son choix en fonctions d'un nombre de considérations et de contraintes. On distingue par exemple :

Type de dalle	Définition	Avantages	Inconvénients
Plancher-dalle	C'est un plancher à sous face horizontale, sans aucune retombée de poutre et s'appuis directement sur des poteaux ou des voiles.	Coffrage simple, sans retombées, économie possible de faux-plafond, isolation acoustique, inertie thermique.	Calculs longs et difficiles, exécution délicate du ferraillage, déformable, pas de préfabrication possible.
Plancher-dalle caissonné	C'est un plancher reposant sur des poteaux et non des poutres, constitué de caissons avec joints	Plus léger, grandes portées, sans retombées.	Plus coûteux, ferraillage délicat, difficultés de disposer des trémies près des appuis.

Dalle pleine sur 2 appuis	C'est une dalle qui porte dans une seule direction, où les appuis sont généralement parallèles (poutre ou voile)	Facile à calculer et à mettre en œuvre, économique, isolation acoustique, inertie thermique, préfabrication possible.	Retombée de poutre.
Dalle pleine sur 4 appuis	C'est une dalle qui porte dans deux directions.	Facile à calculer et à mettre en œuvre, peu déformable, grandes portées, isolation acoustique, inertie thermique.	Retombées dans 2 directions, préfabrication difficile.
Plancher nervuré	C'est l'ensemble constitué des nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.	Plus léger que la dalle pleine, plus grandes portée, préfabrication possible des nervures.	Plus petites retombées, mais généralisées.
Plancher caisson	Il est constitué de deux ou plusieurs systèmes de poutres avec des espacements faibles (mois de 1.5m), reposant elle-même sur des poutres principales ou des voiles.	Grandes portées, plus léger.	Plus coûteux.
Dalle à corps creux	composée de 3 éléments principaux : les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu - les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble, - une dalle de compression armée ou "hourdis" .	Mise en œuvre facile, pas de coffrage, Le plancher est relativement léger, Isolation thermique améliorée.	Portée limitée à 6 ou 7 mètres, « Mauvaise » isolation acoustique, Mise en œuvre relativement longue

Dalles alvéolée	Dalle précontrainte allégée, Composée d'éléments creux préfabriqués en usine	Préfabrication en usine, Peu ou pas d'armatures Complémentaires, Cadence de pose élevée.	Coût élevé, Problèmes de fixations ultérieures, Joints très nombreux.

Tableau 5 Types de planchers

Vu les contraintes architecturales déjà citées, on a opté pour des plancher-dalles. Cette variante se présente en tant que plancher sans aucune retombée pour les poutres et s'appuyant directement sur les poteaux et les voiles. Cette conception permet d'éviter des retombées de poutre très importantes et donc de dégager plus d'espace pour la mise en place des faux-plafonds et des faux-planchers-techniques.

Les planchers sont en plus supportées par des poutres de façades dont le rôle essentiel est de supporter le poids supplémentaire des façades. Elles sont dimensionnées en allège pour être insérées dans le plancher technique.

4.4 Choix du système de fondation :

- Données géotechniques :

L'analyse des 5 sondages carottés réalisés par le laboratoire montre que le site en place est caractérisé par la présence d'un remblai en surface sur environ 1m surmontant une alternance de grès, sable grésifié, sable limoneux et conglomérats jusqu'à 8m/TN maximum.
Sous cette alternance on retrouve un quartzite relativement fracturé sur les 2 premiers mètres laissant place à un quartzite peu fracturé en profondeur.
En plus des sondages carottés, quatre sondages pressiométriques ont été réalisés sur le site dont l'analyse montre que les terrains en place sont globalement dotés d'une bonne qualité mécanique avec des pressions limites des formations meubles supérieures à 2Mpa et des modules supérieurs à 50 MPa.
Les études effectuées montrent que les caractéristiques du rocher s'améliorent globalement avec la profondeur dans la zone en dessous des sous-sols.

- Justification du choix du radier général :

En raison de présence d'un bon sol, on propose des fondations superficielles.

Ainsi, on aura le choix entre un radier général ou un radier pour le noyau et des semelles isolées pour les poteaux.

Vu la forme du noyau central et la présence de voiles longitudinaux, un radier général est la solution adéquate à cette structure.

5. PREDIMENSIONNEMENT :

5.1 Les planchers :

L'épaisseur des planchers est déterminée à partir de la condition de limitation de la flèche :

$$\frac{l}{d} \leq K \left[11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad si\ \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{l}{d} \leq K \left[11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\sqrt{\rho'}}{\rho_0} \right] \quad si\ \rho > \rho_0$$

- l = la portée de l'élément
- d = la hauteur utile de l'élément
- K = un coefficient qui tient compte des différents systèmes structuraux
- ρ_0 = le pourcentage d'armatures de référence = $\sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$
- ρ = le pourcentage d'armatures de traction nécessaire
- ρ ' = le pourcentage d'armatures de compression nécessaire
- f_{ck} = la contrainte limite de compression en MPa.

On estime les pourcentages de ferraillage en calculant le plancher en tant que poutre de 1m de largeur.

Les valeurs recommandées de K sont données dans le tableau suivant. Le tableau donne également les valeurs de l/d obtenues au moyen de l'expression précédente pour des cas courants (C30, σs= 310 MPa, différents systèmes structuraux et pourcentages d'armatures ρ= 0,5 % et ρ= 1,5%).

Système structural	K	Béton fortement sollicité ρ = 1,5 %	Béton faiblement sollicité ρ = 0,5 %
Poutre sur appuis simples, dalle sur appuis simples portant dans une ou deux directions	1,0	14	20
Travée de rive d'une poutre continue, d'une dalle continue portant dans une direction ou d'une dalle continue le long d'un grand côté et portant dans deux directions	1,3	18	26
Travée intermédiaire d'une poutre ou d'une dalle portant dans une ou deux directions	1,5	20	30
Dalle sans nervures sur poteaux, (plancher-dalle) — pour la portée la plus longue	1,2	17	24
Console	0,4	6	8

NOTE 1 Les valeurs indiquées ont été choisies de manière à placer généralement du côté de la sécurité et le calcul est susceptible de montrer fréquemment que des éléments plus minces peuvent convenir.

NOTE 2 Dans le cas des dalles portant dans deux directions, il convient d'effectuer la vérification pour la plus petite portée. Dans le cas des planchers-dalles, il convient de prendre la plus grande portée.

NOTE 3 Les limites indiquées pour les planchers-dalles correspondent à une limite moins sévère que la limite portée/250 pour la flèche à mi-portée. L'expérience a montré que ceci était satisfaisant.

Figure 7 Valeurs recommandées de K

On considère 1m de largeur du plancher de longueur égale à 4.9 m ci-dessous :



Figure 8 Position du plancher pré-dimensionné

On suppose une épaisseur initiale de 22 cm.

Les charges appliquées sur ce plancher :

$$G = 1\ KN/m^2$$

$$Q = 4{,}2\ KN/m^2$$

$f_{ck} = 35\ MPa$ ➔ $\rho_0 = \sqrt{35}.10^{-3} = 0{,}59\ \%$

Le pourcentage de ferraillage obtenu pour ce plancher est :

$$\boldsymbol{\rho = 0,17}\ \%$$

$$\boldsymbol{\rho' = 0}\ \%$$

Ce plancher est appuyé d'une part sur la poutre de façade et d'autre part sur le voile du noyau central. Ainsi, on prend K = 1,3.

On a $\rho \leq 0{,}59\ \%$ donc la condition à vérifier est :

$$\frac{l}{d} \leq K\left[11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{\frac{3}{2}}\right]$$

$$\frac{l}{d} \leq 1{,}3\left(11 + 1{,}5\sqrt{35}\,\frac{0{,}59}{0{,}17} + 3{,}2\sqrt{35}\left(\frac{0{,}59}{0{,}17} - 1\right)^{\frac{3}{2}}\right) = 142$$

Donc $d \geq \frac{4{,}9}{142} = 0{,}034\ m$; condition vérifiée.

Donc on prend pour ce plancher une épaisseur de 22cm.

De la même manière on pré dimensionne les planchers restants. Les résultats sont présentés en annexe.

5.2 Les poteaux :

La valeur de l'effort normal est limitée, afin de réduire les conséquences de l'éclatement des enrobages et d'éviter les incertitudes particulièrement importantes sur la ductilité disponible en cas d'effort normal élevé. Ainsi on utilise cette condition pour pré-dimensionner les poteaux. Les sections obtenues seront vérifiées par la suite dans la partie calcul.

Classe de ductilité	Limitation de N_{Ed}
• DCM • DCH	• $N_{ed} \leq 0{,}65\ A_c f_{cd}$ • $N_{ed} \leq 0{,}55\ A_c f_{cd}$

Tableau 6 Limitation de l'effort normal

Avec N_{ed} est l'effort dû à la descente de charge verticale sous la masse sismique.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on déterminera les sections à 6 niveaux, le niveau S5, le niveau R0, les niveaux R2, R5, R10 et R15.

Les sollicitations maximales à l'ELU dans les poteaux à ces niveaux sont détaillées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	**Béton**	**N(MN)**	**Hauteur d'étage (m)**	**Dimensions en cm**
S5	C50/60	24,5	3	120x100
R0-R1	C80/95	21.6	9.6	90x90
R2	C50/60	20	4	90x90
R5	C50/60	17.6	3.6	90x75
R10	C50/60	13.3	3.6	90x65
R+15	C50/60	9.6	3.6	75x65

Tableau 7 Prédimensionnement des poteaux

5.3 Les voiles :

Selon les contraintes géométriques figurant dans l'Eurocode 8-1-1-5 ; l'épaisseur des voiles doit vérifier :

$$b \geq \max\left(0{,}15; \frac{hs}{20}\right)$$

Expression dans laquelle h s est la hauteur libre d'étage, en mètres.

Niveau	**Hauteur d'étage (m)**	**Epaisseur minimale du voile (m)**	**Epaisseur retenue (m)**
S5	3	0,15	0,45
R0	6.2	0,35	0,4
R2	4	0,2	0,4
R5	3.6	0,18	0,4
R10	3.6	0,18	0,4
R+15	3.6	0,18	0,3

Tableau 8 Prédimensionnement des voiles du noyau

Chapitre 3 : Modélisation de la structure

Etant donné la hauteur de ce bâtiment, une étude dynamique reposant sur une analyse modale s'impose. De ce fait, on a modélisé ce bâtiment en 3D aux éléments finis sur le logiciel ETABS.

1. PRESENTATION DU LOGICIEL :

ETABS est l'abréviation de ***« Extented Three Dimentional Analysis of Building Systems »,*** c'est un programme produit par la compagnie *'computers and structures Inc.Berkeley, California'* qui a reçu une grande réputation dans le monde. Il est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé.

2. DESCRIPTION DE LA MODELISATION :

2.1 Démarches de la modélisation :

- ✓ Choix des règlements de calcul.
- ✓ Définition des paramètres de calcul (Matériaux, paramètres sismiques, paramètres de vent…)
- ✓ Définition de la géométrie de la structure.
- ✓ Application des charges de la structure.
- ✓ Définition de type d'analyse (Analyse modale spectrale)

2.2 Modèles de calcul :

3 Modèles de calcul ont été élaborés pour le calcul et la vérification de la structure :

- Modèle 1 pour les sollicitations dues aux charges permanentes : Prise en compte du module d'élasticité long terme et les raideurs d'appuis long terme.
- Modèle 2 pour les sollicitations dues aux charges d'exploitation et aux charges de vent : Prise en compte du module d'élasticité court terme et les raideurs d'appuis court terme.
- Modèle 3 pour les sollicitations dues aux charges sismiques : Prise en compte de la moitié du module d'élasticité court terme et les raideurs d'appuis dynamiques.

2.3 Modélisation de l'INTERACTION SOL-STRUCTURE

La réponse de la structure reste soumise aux propriétés du sol. Dans le cas des ouvrages courants et des méthodes de calcul simplifiées, on élimine l'ISS en considérant l'ouvrage parfaitement encastré dans le sol. Cependant, d'après l'Eurocode 8-5, il est nécessaire d'étudier les effets de l'interaction dynamique sol-structure dans les cas suivants :

- Structures pour lesquelles les effets P-δ (2e ordre) jouent un rôle significatif ;
- Structure avec fondations massives ou profondes, comme les piles de ponts, les silos ou tout ouvrage industriel équivalent ;
- Structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées ;
- Structures supportées par des sols très mous, sols classe S1 avec des vitesses des ondes de cisaillement de $V_{s,\,max} < 100$ m/s.

La tour a une hauteur de 104,5 m et est fondée sur un radier d'épaisseur 2.5m. L'interaction sol-structure sera donc prise en compte dans la modélisation.

Celle-ci sera effectuée à l'aide de ressorts dont les raideurs ont été définies par l'étude géotechnique établie par TERRASOL comme suit :

	Raideurs verticales MN/m3			Raideur horizontale MN/m3
Zone	Raideur statique long terme	Raideur statique court terme	Raideur dynamique	
Tour	24	50	50	15

Tableau 9 Raideurs du sol

Les ressorts sont appliqués en partie inférieure du radier

Area Spring Property Data
General Data
Property Name: dynamique/CT
Display Color — Change...
Property Notes — Modify/Show Notes...
Spring Stiffness Options
(•) User Specified Stiffness and Nonlinearity
( ) Based on Soil Profile
Spring Constants / Unit Area
Local 1 Direction: 15000 kN/m/m²
Local 2 Direction: 15000 kN/m/m²
Local 3 Direction (Linear): 50000 kN/m/m²
Nonlinear Option for Local 3 Direction
(•) None (Linear) ( ) Compression Only ( ) Tension Only
OK Cancel

Figure 9 Application des raideurs dynamiques

Area Spring Property Data
General Data
Property Name: LT
Display Color — Change...
Property Notes — Modify/Show Notes...
Spring Stiffness Options
(•) User Specified Stiffness and Nonlinearity
( ) Based on Soil Profile
Spring Constants / Unit Area
Local 1 Direction: 15000 kN/m/m²
Local 2 Direction: 15000 kN/m/m²
Local 3 Direction (Linear): 24000 kN/m/m²
Nonlinear Option for Local 3 Direction
(•) None (Linear) ( ) Compression Only ( ) Tension Only
OK Cancel

Figure 10 Application des raideurs à long terme

2.4 Effets accidentels de torsion :

L'Eurocode 8 exige la prise en compte d'une torsion accidentelle qui se traduit par une formulation forfaitaire de l'excentricité accidentelle afin de tenir compte des incertitudes concernant la localisation des masses et la variation spatiale du mouvement sismique.

Le centre de gravité calculé de chaque plancher i doit alors être déplacé dans chaque direction, par rapport à sa position nominale, d'une excentricité égale à :

$$e_{ai} = \pm 0.05\ Li$$

où :

- e ai est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau i par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux
- L i est la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Le logiciel Etabs permet automatiquement de tenir compte de cette excentricité :

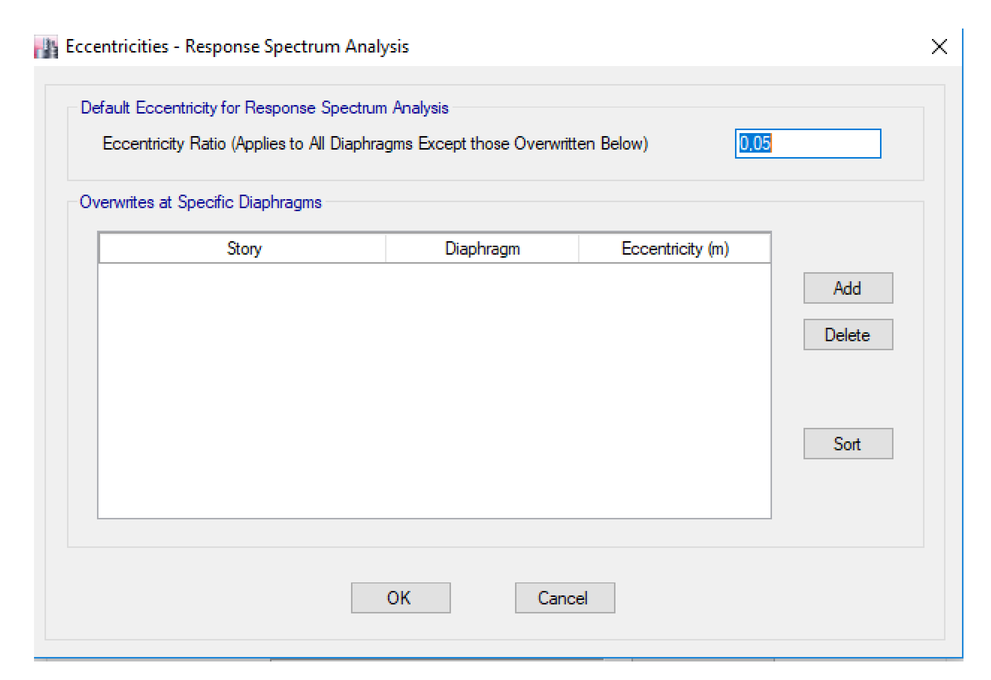


Figure 11 Prise en compte de la torsion accidentelle

2.5 Modélisation des éléments structuraux et de la masse :

2.5.1 Eléments structuraux :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type " Frame" (Poteaux- Poutres)

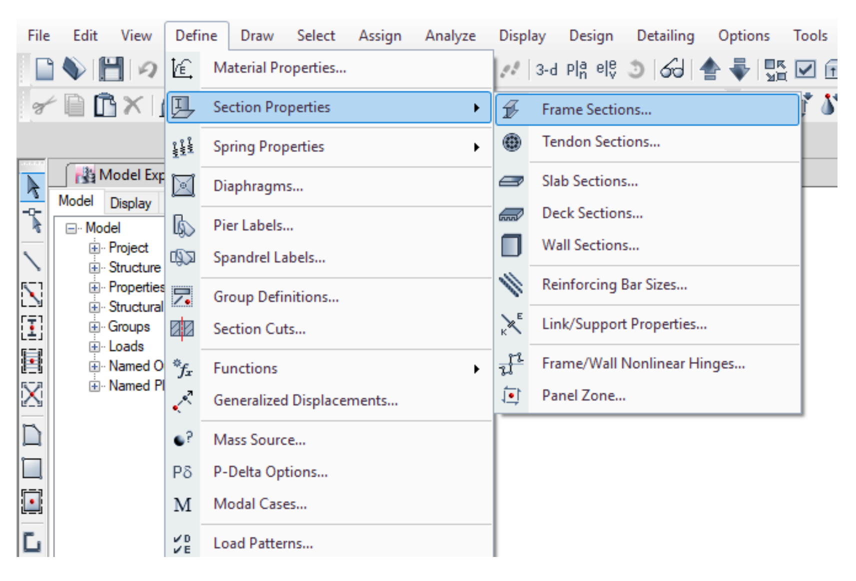


Figure 12 Modélisation des poutres et poteaux

- Les voiles sont modélisés par des éléments coques " Shell-Thin" à quatre nœuds.

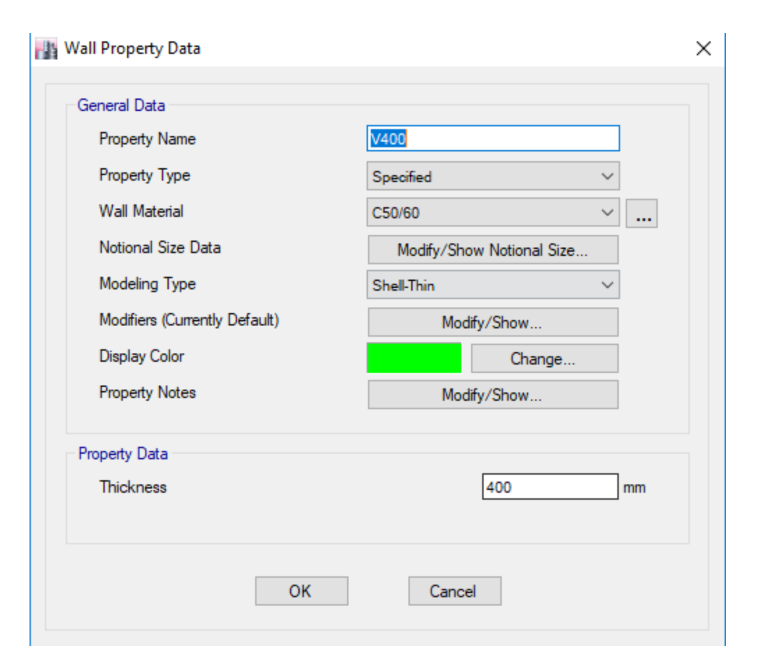


Figure 13 Modélisation des voiles

- Les planchers sont modélisés par des éléments « Shell-Thin » considérés rigides dans leurs plans auxquels on attribue un diaphragme regroupant tous les nœuds d'un même plancher et ceci pour tous les niveaux.

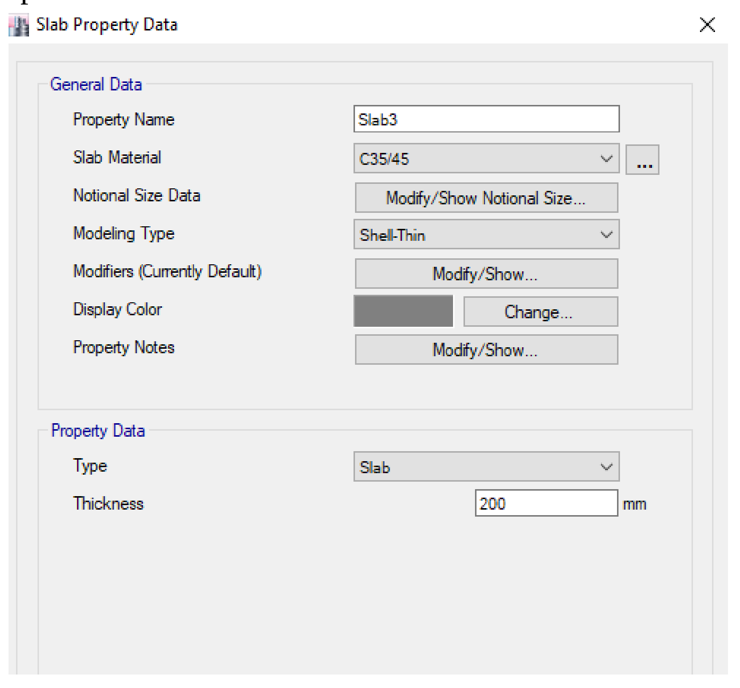


Figure 14 Modélisation de plancher

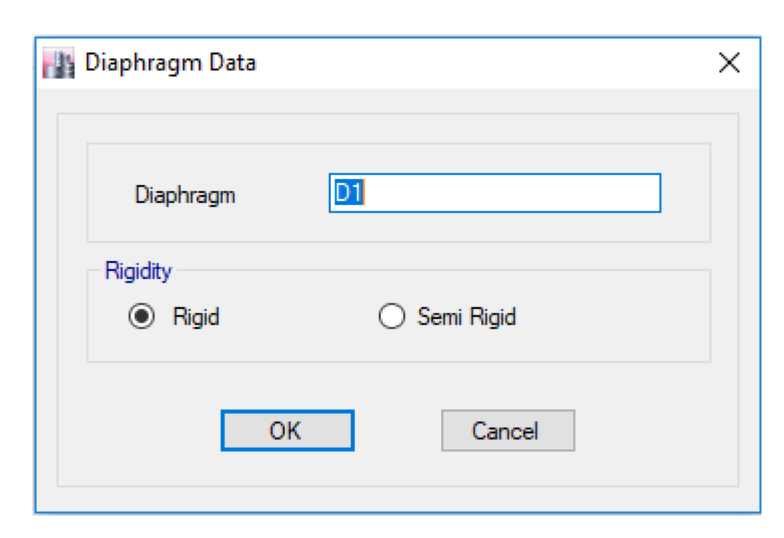


Figure 15 Attribution de diaphragme

2.5.2 *Modélisation de la masse*

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité ψ selon RPS 2000 (dans notre cas =0.2) correspondant à la surcharge d'exploitation.

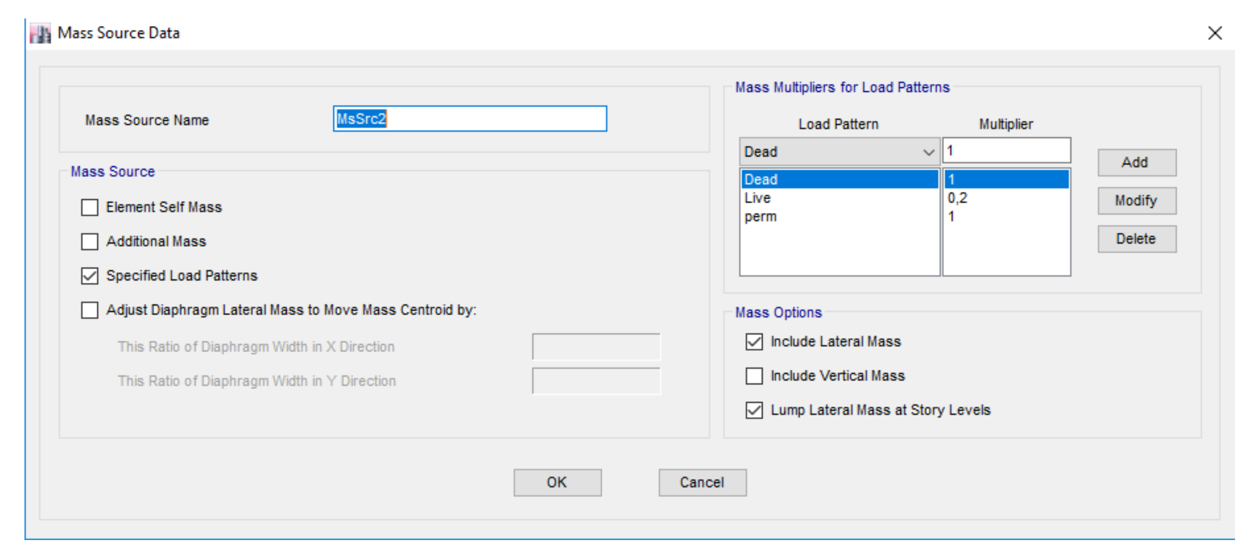


Figure 16 Modélisation de la masse

3. COMBINAISONS D'ACTIONS :

3.1 ETATS LIMITES DE SERVICE

Les combinaisons générales conformément à l'Eurocode 0 sont de la forme :

ELS caractéristique :

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{"+"} P \text{"+"} Q_{k,1} \text{"+"} \sum_{j>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

ELS fréquent :

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{"+"} P \text{"+"} \psi_{1,1} Q_{k,1} \text{"+"} \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

ELS quasi-permanent :

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{"+"} P \text{"+"} \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Où :

Gk,j est l'ensemble des actions permanentes

P est l'action de précontrainte

Qk,1 est l'action variable dominante

Qk,i est l'ensembles des actions variables d'accompagnement

Les coefficients d'accompagnement Ψ résultent de la catégorie d'usage. Ils sont tirés du tableau A1.1 de l'EN 1990.

Action	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1.1) :			
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN	0,7	0,5	0,3
Catégorie H : toits	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) [a] :			
Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude H > 1 000 m a.n.m.	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude H ≤ 1 000 m a.n.m.	0,50	0,20	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Tableau 10 Coefficients d'accompagnement des combinaisons de charges

Soit :

$Q_{k,L}$: charges d'exploitation

$Q_{k,W}$: charges du vent

$Q_{k,S}$: charges de neige

$Q_{k,T}$: charges thermiques

Pour les bureaux les combinaisons à tester sont donc données par les tableaux suivants :

ELS quasi-permanent									
$G_{k,j}$	**P**	$Q_{k,L}$		$Q_{k,W}$		$Q_{k,S}$		$Q_{k,T}$	
$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{2,i}$	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{2,i}$	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{2,i}$	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{2,i}$
1	1	1	0.3	1	0	1	0	1	0
ELS fréquent									
$G_{k,j}$	**P**	$Q_{k,L}$		$Q_{k,W}$		$Q_{k,S}$		$Q_{k,T}$	
$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{2,i}$ ou $\Psi_{1,i}$	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{2,i}$ ou $\Psi_{1,i}$	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{2,i}$ ou $\Psi_{1,i}$	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{2,i}$ ou $\Psi_{1,i}$
1	1	1	0.5	1	0	1	0	1	0
1	1	1	0.3	1	0.2	1	0	1	0
1	1	1	0.3	1	0	1	0.2	1	0
1	1	1	0.3	1	0	1	0	1	0.5
ELS caractéristique									
$G_{k,j}$	**P**	$Q_{k,L}$		$Q_{k,W}$		$Q_{k,S}$		$Q_{k,T}$	
$\gamma_{G,j}$	γ_p	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{0,i}$	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{0,i}$	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{0,i}$	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{0,i}$
1	1	1	1	1	0.6	1	0.5	1	0.6
1	1	1	0.7	1	1	1	0.5	1	0.6
1	1	1	0.7	1	0.6	1	1	1	0.6
1	1	1	0.7	1	0.6	1	0.5	1	1

Tableau 11 Combinaisons en ELS

3.2 SITUATIONS DE PROJET DURABLES OU TRANSITOIRES

Les combinaisons générales sont de la forme :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_p P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Dans le cas présent, les combinaisons ELU principales à tester sont données par le tableau suivant :

$G_{k,j}$	P	$Q_{k,L}$		$Q_{k,W}$		$Q_{k,S}$		$Q_{k,T}$	
$\gamma_{G,j}$	γp	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{0,i}$	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{0,i}$	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{0,i}$	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{0,i}$
1 ou 1.35	1	0 ou 1.5	1	0 ou 1.5	0.6	0 ou 1.5	0.5	0 ou 1.5	0.6
1 ou 1.35	1	0 ou 1.5	0.7	0 ou 1.5	1	0 ou 1.5	0.5	0 ou 1.5	0.6
1 ou 1.35	1	0 ou 1.5	0.7	0 ou 1.5	0.6	0 ou 1.5	1	0 ou 1.5	0.6
1 ou 1.35	1	0 ou 1.5	0.7	0 ou 1.5	0.6	0 ou 1.5	0.5	0 ou 1.5	1

Tableau 12 Combinaisons ELU

3.3 SITUATIONS DE PROJET SISMIQUES

La combinaison générale est de la forme :

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{"+"} P \text{"+"} A_{Ed} \text{"+"} \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Dans le cas présent, la combinaison ELU sismique à tester est donnée par le tableau suivant :

$G_{k,j}$	P	A_{Ed}	$Q_{k,L}$		$Q_{k,W}$		$Q_{k,S}$		$Q_{k,T}$	
γG,j	γp		γQ,i	Ψ2,i	γQ,i	Ψ2,i	γQ,i	Ψ2,i	γQ,i	Ψ2,i
1	1	1	1	0.3	1	0	1	0	1	0

Tableau 13 Combinaisons ELU sismique

Chapitre 4 : Etude des effets du séisme

Les effets du séisme (spectre, sollicitations…) sont calculés conformément au RPS2000 puis injectés dans les combinaisons Eurocode 8.

1. APPROCHE DU CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE SELON RPS 2000:

Selon l'article 6.2 du RPS 2000 (révisé 2011) il existe deux approches pour évaluer l'action sismique :

- Approche statique équivalente
- Approche dynamique

De plus, selon l'article 6.2.1.2 il existe deux conditions pour pouvoir appliquer l'approche statique équivalente :

a) Le bâtiment doit être régulier conformément aux critères définis dans l'article 4.3.1.
b) La hauteur du bâtiment n'excède pas 60 m et sa période fondamentale ne dépasse pas 2 secondes.

La condition b) n'est pas vérifiée pour notre cas du fait que la hauteur de la tour est 104.5 m. c'est pour cette raison qu'on doit prendre en compte les modes supérieurs de vibration dans le calcul. Pour cela on doit appliquer l'approche dynamique.

2. DONNEES POUR LE CALCUL SISMIQUE :

2.1.1 Zonage sismique :

Pour simplifier le calcul des charges sismiques et uniformiser les exigences de dimensionnement des structures à travers de grandes régions du pays, le RPS 2011 utilise l'approche des zones. Il s'agit de diviser le pays en plusieurs zones de sismicité homogène et présentant approximativement le même niveau d'aléa sismique pour une probabilité d'apparition donnée.

Il est à noter que dans chaque zone, les paramètres définissant l'aléa sismique, tels que l'accélération ou la vitesse maximale horizontale du sol, sont considérées constantes.

La ville de Casablanca se trouve alors en zone 2 (zone à sismicité moyenne)

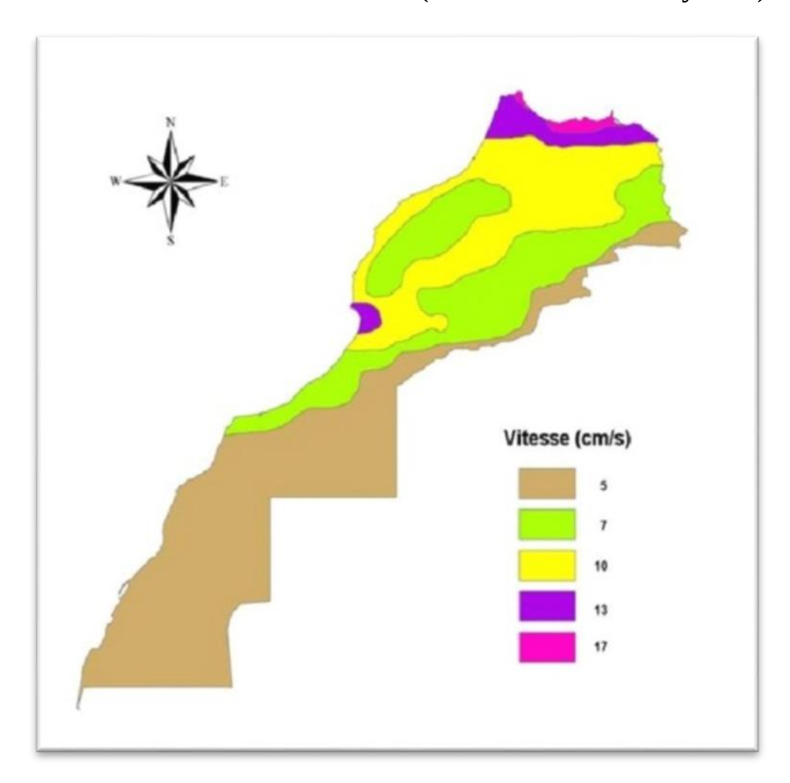


Figure 17 Zonage sismique en vitesse

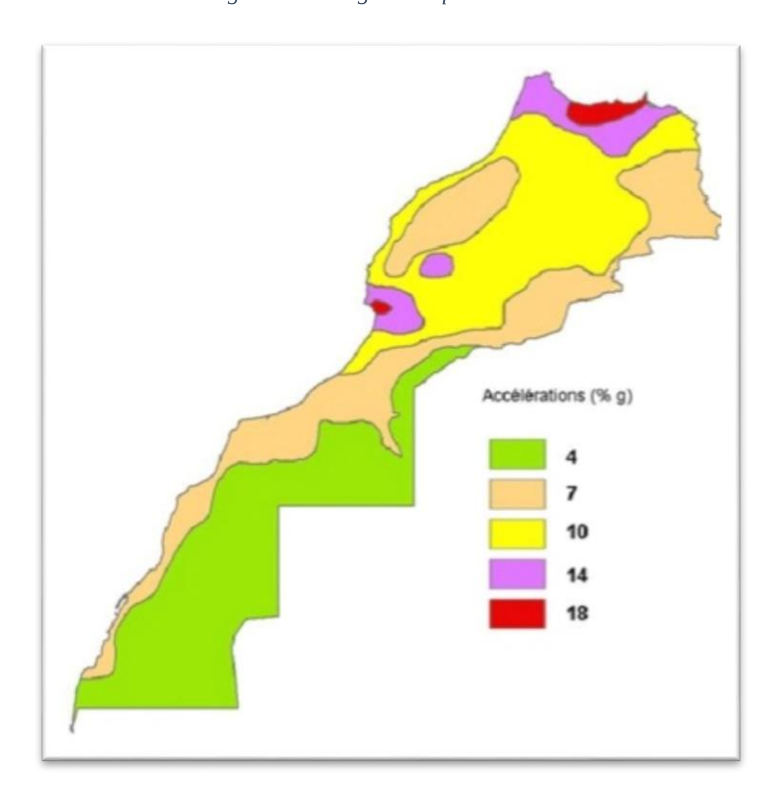


Figure 18 Zonage sismique en accélération

Ainsi :

La vitesse horizontale maximale de sol est de 10 cm/s = 0.1 m/s

L'accélération horizontale maximale du sol est de 10%g =0.981 m/s²

2.2 Spectre d'amplification dynamique :

2.2.1 Influence du site :

L'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné, dépend dans une large mesure de la nature des sols traversés par l'onde sismique et des conditions géologiques et géotechniques locales. Les conditions locales du sol sont très importantes en effet si la fréquence du sol est proche de celle de la structure, on est en présence d'une amplification dynamique du sol. Pour tenir compte de ces effets sur le spectre de réponse du mouvement du sol, un classement des sites en cinq types est adopté en fonction des caractéristiques mécaniques du sol et de son épaisseur, comme présenté ci-dessous :

Sites	Nature	Coefficient
S1	Rocher toute profondeur Sols fermes épaisseur < 30 m	1
S2	Sols fermes épaisseur ≥30 m Sols meuble épaisseur <30 m	1,20
S3	Sols meubles épaisseur ≥15 m Sols Mous épaisseur <10 m	1, 4
S4	Sols Mous épaisseur ≥10 m	1.8
S5	Conditions spéciales	*

Tableau 14 Classement des sites

Conformément aux conclusions de l'étude géotechnique, on adopte le coefficient et le spectre du site S1

2.2.2 *Facteur d'amplification :*

Rapport des zones Za / Zv	Période T		
	≤ 0 .25	**0.25< T < 0.50**	**0.50 ≤**
1 <	1.9	1.9	$1.20/(T)^{2/3}$
1	2.5	- 2.4 T + 3.1	
1 >	3.5	- 6.4 T + 4.2	

Tableau 15 Facteur d'amplification

Pour ce projet, on a Za=2 et Zv =2, d'où un facteur d'amplification de :

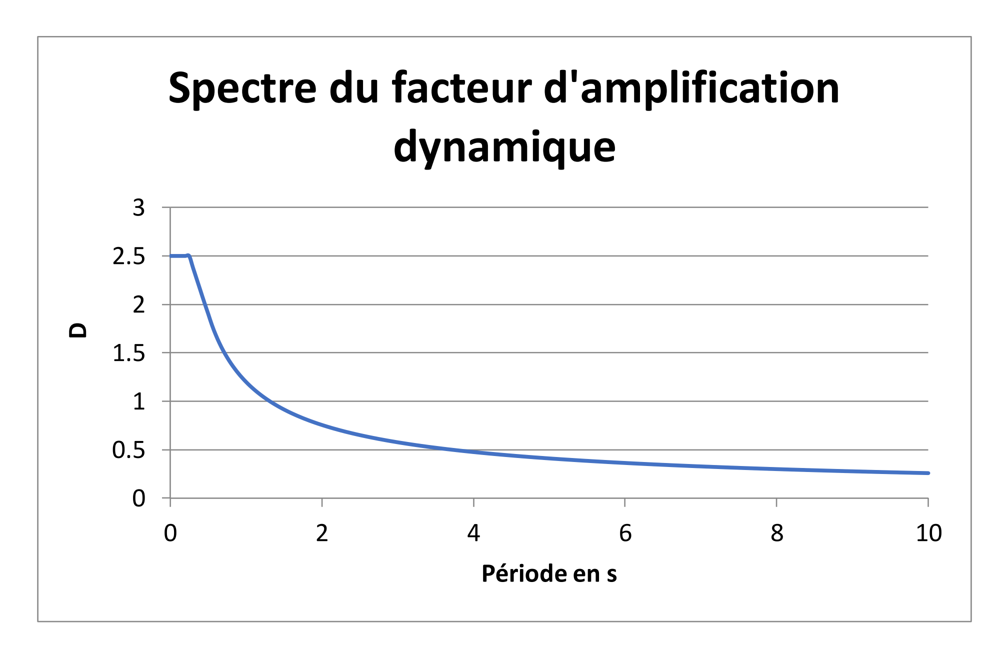


Figure 19 Spectre du facteur d'amplification dynamique

Ainsi on obtient le spectre d'accélération suivant :

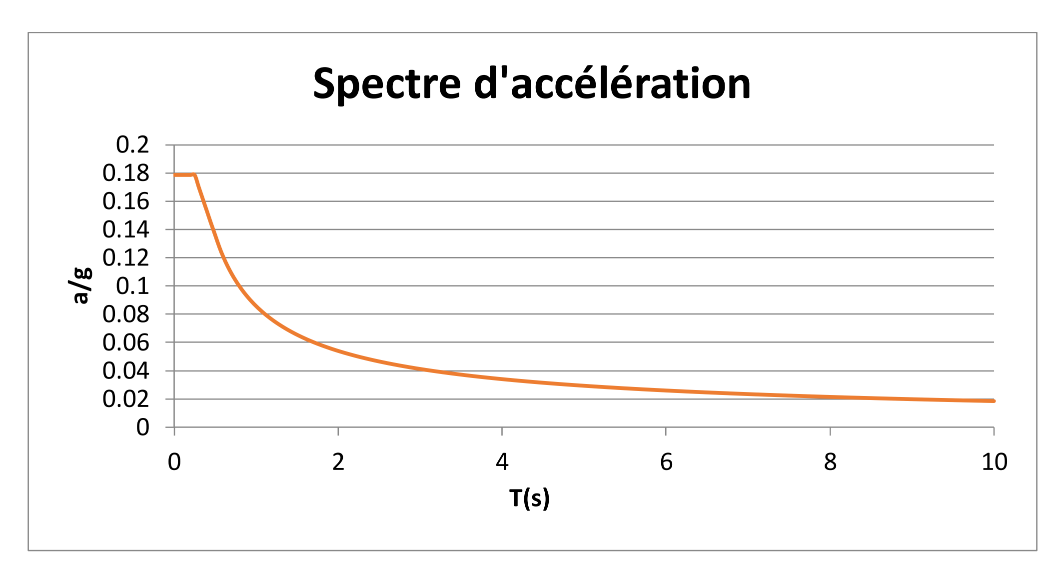


Figure 20 Spectre d'accélération

2.3 Classification de la structure selon l'usage :

Le niveau minimal de performance requis pour une construction dépend des conséquences socioéconomiques des dommages qu'elle aurait pu subir en cas de séisme. Ces conséquences dépendent de l'importance pour le public et de l'usage du bâtiment.

Le RPS 2000 divise les bâtiments selon leur usage en trois groupes de priorité sismique. A chaque groupe on va associer un coefficient de priorité sismique.

Les classes des structures selon le RPS 2000 sont :

- *Classe I :* Bâtiments d'importance vitale qui comporte les constructions destinées à des activités sociales et économiques vitales pour la population et qui devraient rester fonctionnelles, sans ou avec peu de dommage, après le séisme. (Coefficient d'importance I = 1.3)
- *Classe II :* Bâtiments du grand public qui regroupe les constructions présentant un risque en raison du grand public qu'elles abritent. (Coefficient d'importance I = 1.2)
- *Classe III :* Bâtiments ordinaires regroupant les constructions n'appartenant ni à la classe 1, ni à la classe 2, tels que les bâtiments courants à usage d'habitation, de bureaux ou de commerce. (Coefficient d'importance I = 1)

➔ La tour étudiée est un bâtiment courant dédié aux bureaux, elle est alors de classe III ayant un coefficient d'importance I = 1

2.4 Classe de ductilité :

La ductilité d'un système c'est la capacité de dissiper l'énergie induite par le séisme et ce par des déformations inélastiques de la structure sans perde de résistance

Le règlement RPS 2000 définit trois niveaux de ductilité. Un niveau diffère de l'autre par des prescriptions spéciales relatives au dimensionnement des éléments et les détails d'assemblage aux connections des éléments de la structure, pour donner le niveau de la ductilité souhaité.

<table>
<tr><td rowspan="2">CLASSES DE BATIMENTS</td><td colspan="3">NIVEAU DU SEISME (v :facteur de vitesse)</td></tr>
<tr><td>$\upsilon \leq 0.1\ 0$</td><td>$0.10 < \upsilon \leq 0.20$</td><td>$0.20 < \upsilon$</td></tr>
<tr><td>CLASSE I</td><td rowspan="2">NDI</td><td rowspan="2">ND2</td><td rowspan="2">ND3</td></tr>
<tr><td>CLASSE II</td></tr>
<tr><td>CLASSE III</td><td colspan="2">ND1</td><td>ND2</td></tr>
</table>

Figure 21 Niveaux de ductilité

➔ Ce bâtiment est de classe trois avec un facteur de vitesse égale à 0,1, donc le niveau de ductilité associé est : ND1

Système de contreventement	ND 1	ND2	ND 3
OSSATURES EN BETON ARME			
Portiques en Béton armé	2	3.5	5
Voile et Portique	2	3	4
Voile	1.4	2.1	2.8
Voiles couplés	1.8	2.5	3.5
OSSATURES EN ACIER			
Portique à nœuds rigides	3	4.5	6
Ossature contreventée	2	3	4

Tableau 16 Coefficient de comportement

➔Etant donné que la structure est en béton armé et contreventé par voile, le facteur de comportement est pris égale à 1.4

2.5 Détermination du poids de la structure :

La charge W de la structure correspond à la totalité des charges permanentes G et une fraction des charges d'exploitation Q en fonction de la nature des charges et leur durée. On prend :

$$W = G + \Psi . Q$$

Avec $\Psi = 0.2$ pour les bâtiments à usage d'habitation et administratif. (RPS 2011)

3. RESULTATS DE L'ANALYSE MODALE :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et les fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices [K] et [M] de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

3.1 Mode de vibration et participation massique :

L'Eurocode 8 exige que les réponses de tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale doivent être prises en compte.
Ceci est considéré satisfait si :

- la somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteint au moins 90 % de la masse totale de la structure
- Tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5 % de la masse totale sont pris en compte.

Les résultats des modes obtenus par logiciel (ETABS) sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Mode	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Period (s)	Frequency (cyc/s)
1	7,89E-06	0,6266	7,89E-06	0,6266	3,468	0,288
2	0,5286	1,55E-05	0,5286	0,6266	1,358	0,736
3	0,1594	2,92E-05	0,688	0,6266	1,226	0,816
4	1,85E-05	0,1735	0,688	0,8001	0,606	1,65
5	0,0055	0,0001	0,6936	0,8002	0,378	2,648
6	0,2327	0	0,9263	0,8002	0,286	3,497

7	3,35E-05	0,0961	0,9263	0,8963	0,25	3,996
8	0,0038	0,0001	0,9301	0,8964	0,195	5,125
9	3,85E-06	0,0854	0,9301	0,9818	0,162	6,173
10	0,0623	9,87E-06	0,9924	0,9818	0,153	6,545
11	0,001	0	0,9934	0,9818	0,131	7,62
12	7,85E-06	0,0152	0,9934	0,997	0,116	8,6

Tableau 17 Modes propres et participation massique

La condition de participation massique est bien vérifiée. La somme des masses atteint dans les deux directions plus de 99%.

3.2 Résultats des premiers modes propres :

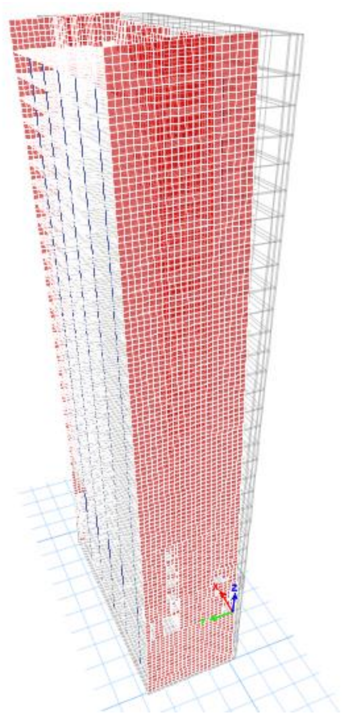


Figure 22 Premier mode

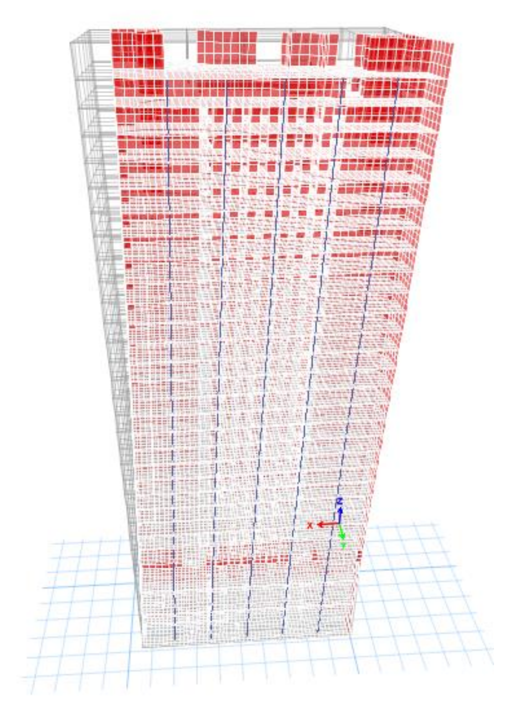


Figure 23 Deuxième mode

Chapitre 5 : Effets du vent

La détermination des efforts du vent sur le bâtiment est réalisée suivant l'EC1 partie 1-4. Cette partie permet de déterminer les efforts du vent sur les bâtiments courants jusqu'à une hauteur de 200m.

Les actions du vent varient en fonction du temps et sont de nature dynamique. Les règles données permettent de modéliser l'action du vent par un ensemble simplifié de pressions ou de forces dont les effets sont équivalents aux effets extrêmes du vent turbulent.

Les efforts du vent exercés sur le bâtiment considéré dépendent en particulier :

- De la région dans laquelle se situe la construction,
- De l'altitude du site de la construction ;
- De la hauteur de la construction ;
- De l'environnement de la construction ;
- De la géométrie de la construction.

1. VITESSE DU VENT ET PRESSION DYNAMIQUE :

1.1 Vitesse de référence du vent :

- La valeur de base de la vitesse de référence du vent, $v_{b,0}$ est la vitesse moyenne sur 10 min caractéristique, indépendamment de la direction du vent et de la période de l'année, à une hauteur de 10 m au-dessus du sol.

Elle est donnée dans l'Annexe Nationale du pays considéré.

Conformément au Bulletin Officiel n°4073 paru le 22 octobre 1990, Casablanca est à considérer en région 1 en application des règles française NV65.

Afin de fiabiliser les effets du vent il est important de tenir compte de l'évolution règlementaire qu'a subi ce règlement, amendé en 1995, 2000 et 2009.

La pratique de transition aux Eurocodes qui s'est opérée en France depuis le début des années 90, a abouti sur les principes de transposition NV65/EC1 régis par l'ultime mise à jour du NV 65, en 2009, qui établit un lien direct entre région de vent selon ces 2 règlements.

Par analogie la région de vent BO 4073 de 39 m/s, qui traduit la vitesse du vent extrême à 10m du sol, peut donc être considérée équivalente à une vitesse de référence EC1 de région 1 de 22 m/s.

- La vitesse de référence du vent est définie en fonction de la direction de ce dernier et de la période de l'année à une hauteur de 10 m au-dessus d'un sol relevant de la catégorie de terrain II. Elle est calculée à partir de l'expression :

$$v_b = c_{dir} \, . \, c_{season} \, . \, v_{b,0}$$

Où :

- ❖ $v_{b,0}$ est la valeur de base de la vitesse de référence du vent ;
- ❖ c_{dir} est le coefficient de direction ;
- ❖ c_{season} est le coefficient de saison .
- ❖ Les coefficients C_{dir} et C_{season} sont pris égaux à 1 (direction la plus défavorable et saison la plus défavorable)

1.2 Catégories et paramètres de terrain :

1.2.1 La rugosité du terrain :

L'annexe nationale française résume les catégories de terrain dans le tableau ci-dessous :

Catégorie de terrain		z0 [m]	zmin [m]
0	Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km	0,005	1
II	Rase campagne, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, etc.) séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur	0,05	2
IIIa	Campagne avec des haies ; vignobles ; bocage ; habitat dispersé	0,2	5
IIIb	Zones urbanisées ou industrielles ; bocage dense ; vergers	0,5	9
IV	Zones urbaines dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m ; forêts	1,0	15

Tableau 18 Catégories du terrain

Situé dans une ville côtière, on retient pour ce projet une rugosité de catégorie 0.
On a alors une longueur de rugosité z_0 = 0.005 m et une hauteur minimale z_{min} = 1 m

1.2.2 Le facteur de terrain :

Le facteur de terrain dépendant de la longueur de rugosité z_0 est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$k_r = 0{,}19\,.\left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0{,}07}$$

Avec : $z_{0,II} = 0{,}05\ m$ (égal à z_0 correspondant à la catégorie de terrain II)

1.2.3 Coefficient de turbulence :

L'annexe Nationale française définit le coefficient de turbulence en fonction de l'orographie du terrain :

- En site plat et dans le cas d'orographie constituée d'obstacles bien individualisés, le coefficient de turbulence k_l est défini par :

$$k_l = 1 - 2.10^{-4}(log_{10}(z_0) + 3)^6$$

- Dans le cas d'orographie constituée d'obstacles de hauteurs et de formes variées, le coefficient de turbulence k_l est défini par :

$$k_l = c_0(z)\ [1 - 2.10^{-4}(log_{10}(z_0) + 3)^6\ ]$$

1.3 Vent moyen :

La vitesse moyenne du vent $v_m(z)$ à une hauteur z au-dessus du sol dépend de la rugosité du terrain et de l'orographie, ainsi que de la vitesse de référence du vent, v b, et il convient de la déterminer à l'aide de l'expression :

$$v_m(z) = c_r(z)\ .\ c_0(z)\ .\ v_b$$

$c_r(z)$ est le coefficient de rugosité donné par :

$$c_r(z) = k_r\ .\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\ pour\ z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min})\ \ pour\ z \leq z_{min}$$

Avec :

- z_{max} doit être considérée comme étant égale à 200 m
- $c_0(z)$ est le coefficient orographique, pris égal à 1 selon l'annexe nationale française.

1.4 Pression dynamique :

- La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ à la hauteur z induite par la vitesse moyenne et les fluctuations rapides de vitesse est donnée par :

$$q_p(z) = [1 + 7\ .\ I_v(z)].\frac{1}{2}\ .\rho\ .v^2{}_m(z)$$

Avec :

❖ I_v est l'intensité de turbulence donnée par :

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_0(z)\,.\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \qquad pour \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \qquad pour \;\; z \leq z_{min}$$

❖ ρ est la masse volumique de l'air, qui dépend de l'altitude, de la température et de la pression atmosphérique prévues dans la région lors des tempêtes (égale à 1,25 Kg/m^3).

- La pression dynamique de référence du vent est donnée par :

$$q_b = \frac{1}{2}\,.\rho\,.{v^2}_b$$

- Profil de la pression du vent :

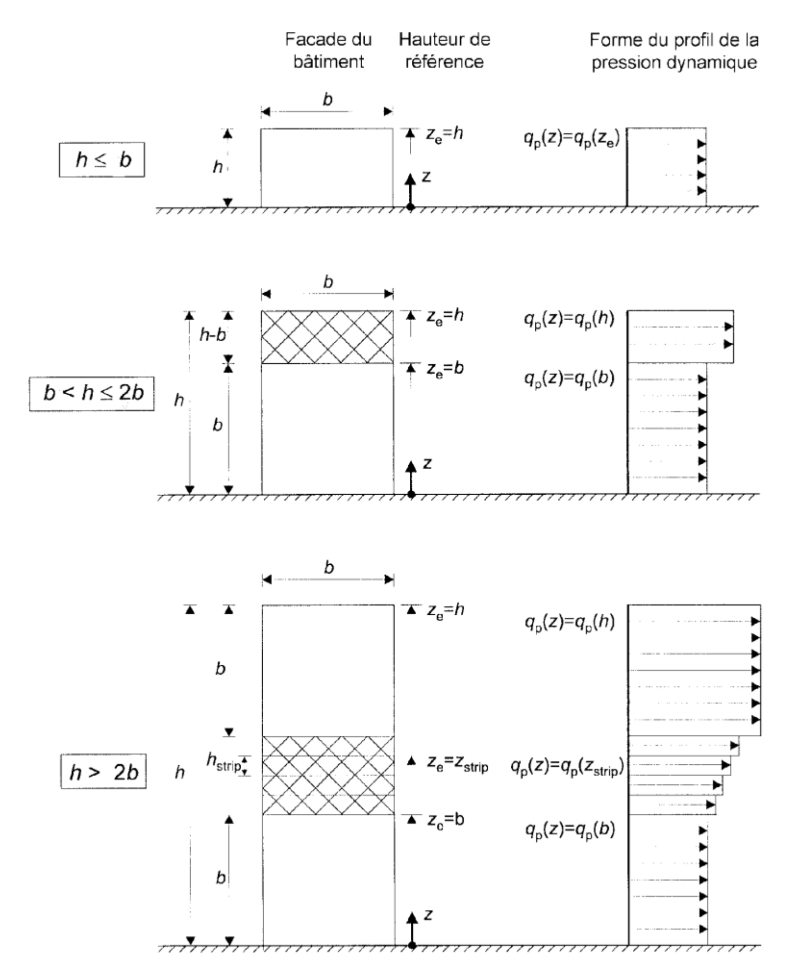


Figure 24 Profil de la pression dynamique du vent

2. ACTIONS DU VENT :

2.1 Pressions aérodynamiques de surface :

La pression aérodynamique agissant sur les surfaces extérieures, w_e

$$w_e = q_p(z_e)\,.\,c_{pe}$$

La pression aérodynamique agissant sur les surfaces intérieures, w_i

$$w_i = q_p(z_e)\,.\,c_{pi}$$

- $q_p(z_e)$ est la pression dynamique de pointe ;
- z_e est la hauteur de référence pour la pression extérieure;
- c_{pe} est le coefficient de pression pour la pression extérieure
- c_{pi} est le coefficient de pression pour la pression intérieure

2.2 Forces exercées par le vent :

La force exercée par le vent F_w peut être calculée :

- ✓ Soit en calculant les forces à l'aide des coefficients de force
- ✓ Soit en calculant les forces à partir des pressions de surface

a. Calcul à l'aide des coefficients de force :

La force du vent agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par l'expression :

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z_e) \times A_{ref}$$

Avec :

- $c_s c_d$: Coefficient structural
- c_f: Coefficient de force applicable à la construction
- $q_p(z_e)$: Pression dynamique de pointe à la hauteur de référence z_e
- A_{ref} : Aire de référence de la construction ou de l'élément de construction

b. Calcul à l'aide des pressions de surfaces

La force exercée par le vent, F_w agissant sur une construction peut être déterminée par sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ et F_{fr} calculées à partir des pressions extérieure et intérieure et des forces de frottement résultant du frottement du vent parallèlement aux surfaces extérieures.

Forces extérieures :

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum_{surfaces} w_e\, A_{ref}$$

Forces intérieures :

$$F_{w,i} = \sum_{surfaces} w_i\, A_{ref}$$

Forces de frottement :

$$F_{fr} = c_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{ref}$$

Où :

- $c_s c_d$ est le coefficient structural ;
- w_e est la pression extérieure exercée sur la surface élémentaire à la hauteur z_e ;
- w_i est la pression intérieure exercée sur la surface élémentaire à la hauteur z_i ;
- A_{ref} est l'aire de référence de la surface élémentaire ;
- c_{fr} est le coefficient de frottement;
- A_{fr} est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent.

3. LE COEFFICIENT STRUCTURAL :

3.1 Formule :

$c_s c_d$ Peut être calculé par la procédure détaillée ci-après si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

a- La construction correspond à l'une des formes générales représentées à la figure ci-dessous

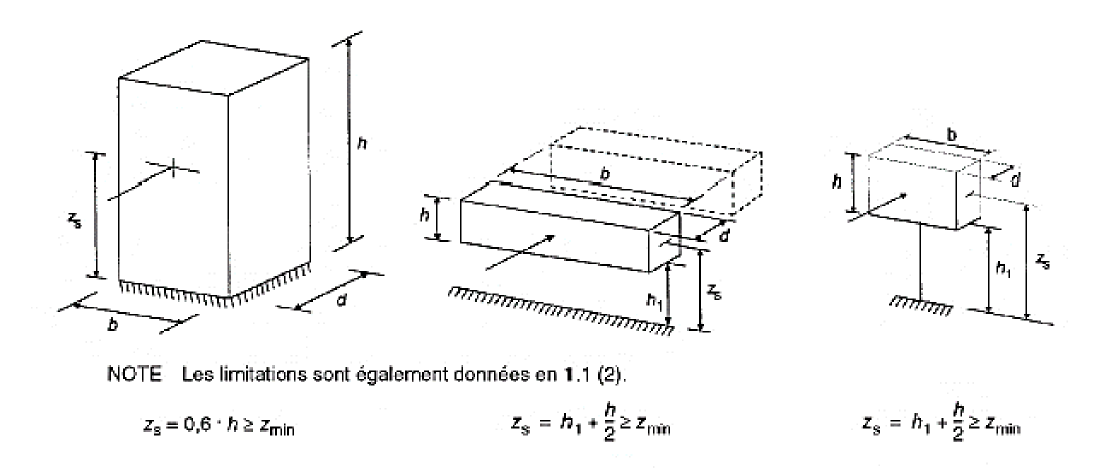


Figure 25 Hauteur de référence

b- Seules les vibrations dans la direction du vent, selon le mode fondamental, sont significatives, et la déformée de ce mode a un signe constant.

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \,. k_p \,. I_v(z_s) . \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7. I_v(z_s)}$$

Où :

- ❖ z_s est la hauteur de référence, voir Figure 26 . Pour les constructions pour lesquelles la Figure ne s'applique pas, z_s peut être prise égale à h , la hauteur de la construction ;
- ❖ k_p est le facteur de pointe défini comme le rapport de la valeur maximale de la partie variable de la réponse à son écart type
- ❖ I_v est l'intensité de turbulence;
- ❖ B^2 est le coefficient de réponse quasi-statique traduisant l'imparfaite corrélation de la pression sur la surface de la construction ;
- ❖ R^2 est le coefficient de réponse résonante traduisant la résonance du mode de vibration engendrée par la turbulence.

3.2 Paramètres nécessaires au calcul du coefficient structural :

3.2.1 Turbulence du vent :

- L'échelle de turbulence L (z) représente la dimension moyenne des rafales du vent naturel. Pour les hauteurs z inférieures à 200 m, l'échelle de turbulence peut être calculée par :

$$L(z) = L_t \,. \left(\frac{z}{z_t}\right)^{\alpha} \; pour\ z \geq z_{min}$$

$$L(z) = L(z_{min}) \;\; pour\ z < z_{min}$$

Avec une hauteur de référence $z_t = 200\ m$, une échelle de référence $L_t = 300\ m$ et avec $\alpha = 0{,}67 + 0{,}05\ ln(z_0)$, où la longueur de rugosité z_0 est donnée en m.

- La distribution du vent en fréquence est exprimée par la fonction de densité spectrale de puissance adimensionnelle $S_L(z, n)$, qu'il convient de déterminer à l'aide de l'expression

$$S_L(z, n) = \frac{6{,}8 \,. f_L(z,n)}{[1 + 10{,}2 \,. f_L(z,n)]^{5/3}}$$

Où $f_L(z,n) = \frac{n \,. L(z)}{v_m(z)}$ est une fréquence adimensionnelle calculée pour la fréquence $n = n_{1,x}$: fréquence propre de la structure en Hz, la vitesse moyenne $v_m(z)$ et l'échelle de turbulence L (z).

3.2.2 Le coefficient de réponse quasi-statique :

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0{,}9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0{,}63}}$$

où :

- b et h sont la largeur et la hauteur de la construction ;
- $L(z_s)$ est l'échelle de turbulence.

3.2.3 Le coefficient de réponse résonante :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s\,,\, n_{1,x}) . R_h(\eta_h) . R_b(\eta_b)$$

Où :

- δ est le décrément logarithmique total d'amortissement donné dans l'annexe F de l'EC1-1-4 ;
- R_h, R_b sont les fonctions d'admittance aérodynamique données par :

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot {\eta^2}_h} (1 - e^{-2.\eta_h})\ ;\ R_h = 1\ pour\ \eta_h = 0$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot {\eta^2}_b} (1 - e^{-2.\eta_b})\ ;\ R_b = 1\ pour\ \eta_b = 0$$

Avec :

$$\eta_h = \frac{4{,}6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s\,,\, n_{1,x}) \quad \text{et} \quad \eta_b = \frac{4{,}6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s\,,\, n_{1,x})$$

3.2.4 Le facteur de pointe :

$$k_p = \max\left(3; \sqrt{2 \cdot \ln(\nu . T)} + \frac{0{,}6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu . T)}}\right)$$

Avec : $\nu = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + B^2}}$

4. RESULTATS DU CALCUL :

4.1 Vent sur les façades Nord et Sud de la tour

- Données :

b	47	largeur au vent	m
d	21	profondeur du bâtiment	m
h	104,5	hauteur totale	m
N	27	nombre de niveaux en élévation	
r	0	rayon d'arrondi en angle du bâtiment	m
ϕ	0,95	taux de remplissage	
zone de référence	1		
catégorie de terrain	0		
$c_0(z)$	1	coefficient d'orographie	
c_{dir}	1	coefficient de direction	
c_{season}	1	coefficient de saison	
Cas d'orographie	1		

Tableau 19 Paramètres de calcul du vent

- Profil de la pression du vent et de la variation du moment :

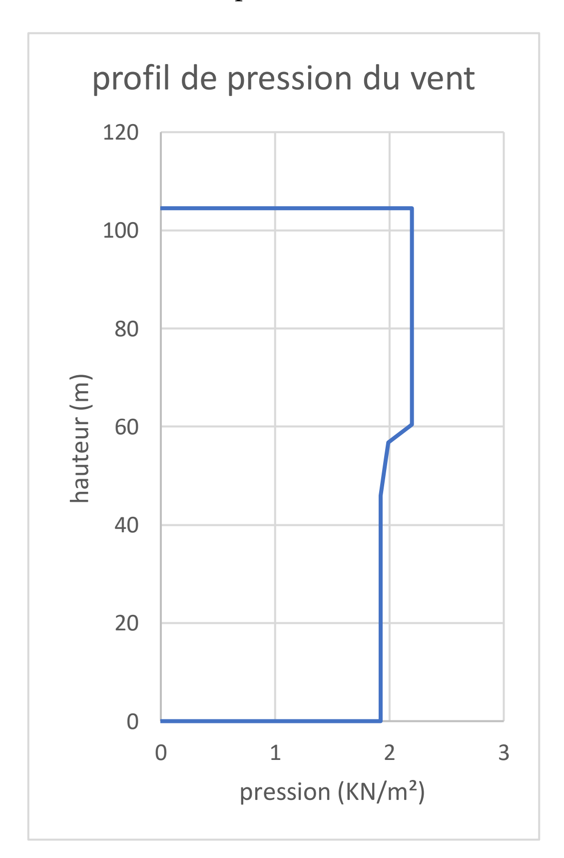


Figure 27 Pression dynamique du vent sur les façades Nord et Sud

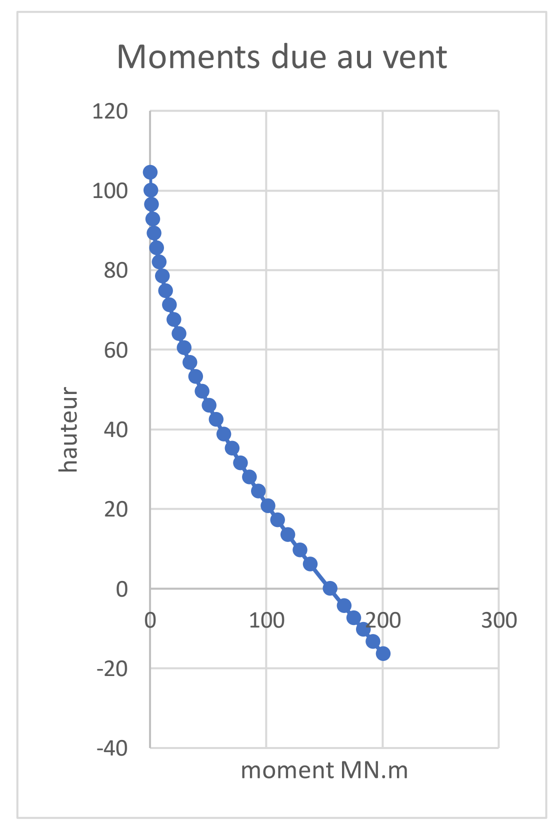


Figure 26 Moment dû au vent sur les façades Nord et Sud

Force maximale du vent : $F_W = 393$ KN

4.2 Vent sur les façades Est et Ouest :

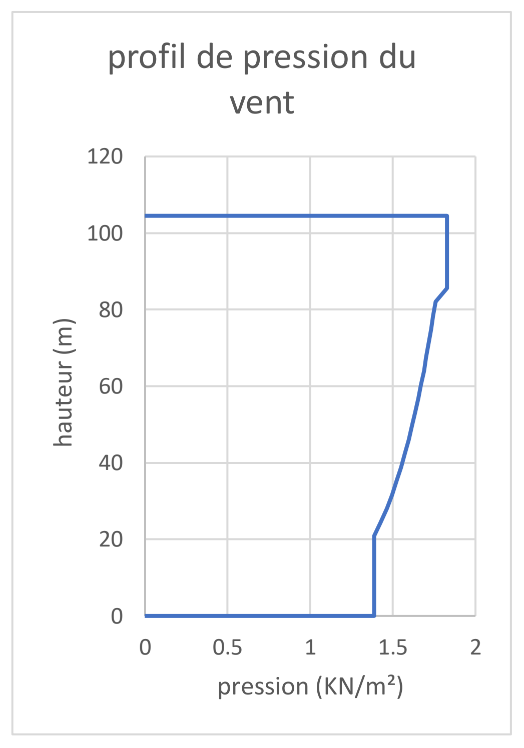


Figure 28 Pression dynamique du vent sur les façades Est et Ouest

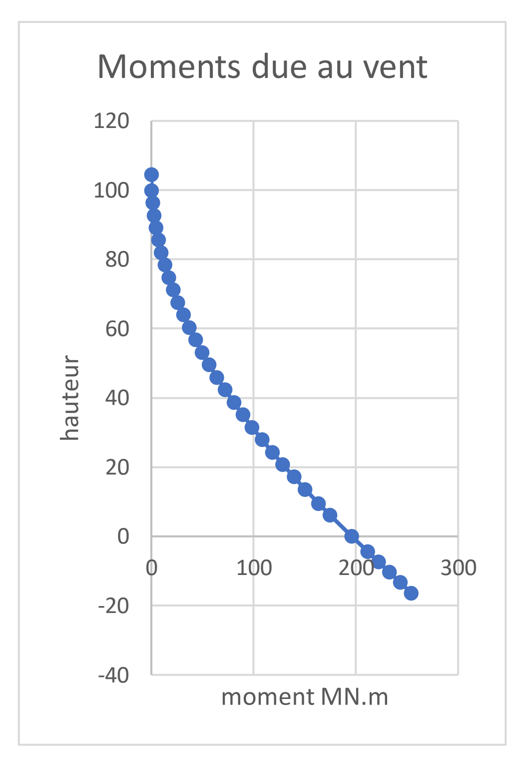


Figure 29 Moment dû au vent sur les façades Est et Ouest

Force maximale du vent : $F_W = 150$ KN

Plus de détails du calcul sont présentés en annexe

5. COMPARAISON AVEC LES RESULTATS DU LOGICIEL :

5.1 Données d'entrée :

5.1.1 Directions de vent considérées :

- Vents sur les façades Est et Ouest :

  Vent 1 : vent suivant X

  Vent 2 : vent suivant – X

- Vents sur les façades Nord et Sud :

Vent 3 : vent suivant Y

Vent 4 : vent suivant – Y

5.1.2 Paramètres de calcul :

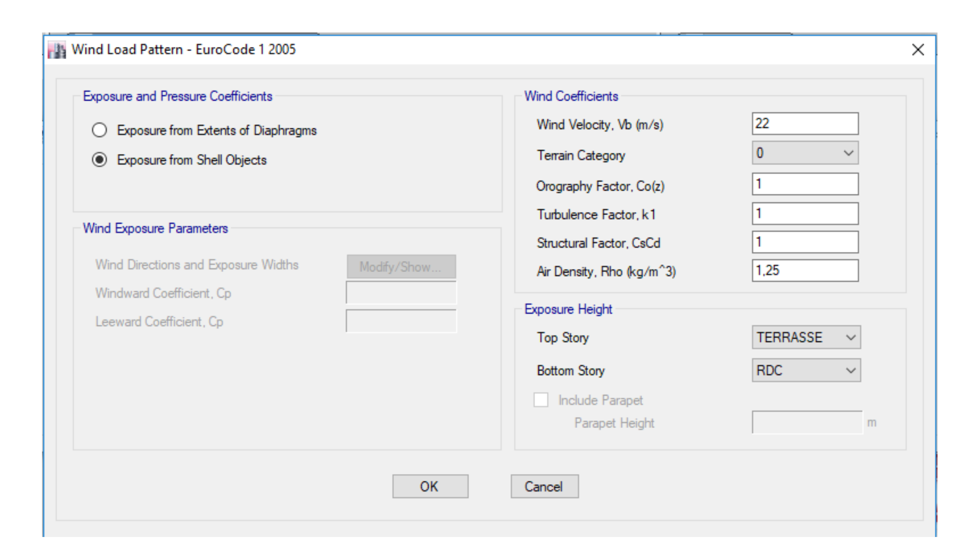


Figure 30 Paramètres de calcul du vent sur logiciel

5.1.3 Détermination des coefficients de pression :

Le calcul des forces du vent par logiciel nécessite la création d'un bardage sur lequel sont appliqués les coefficients de pression.

Les coefficients de pression extérieure c_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés $c_{pe,1}$ pour les coefficients locaux, et $c_{pe,10}$ pour les coefficients globaux, respectivement.

Les valeurs de $c_{pe,1}$ sont destinées au calcul des petits éléments et de leurs fixations, d'aire inférieure ou égale à 1 m^2 tels que des éléments de façade et de toiture. Les valeurs de $c_{pe,10}$ peuvent être utilisées pour le calcul de la structure portante générale des bâtiments.

Ces valeurs étant définies dans le tableau 7.1 de la norme, pour chacune des surfaces d'application A à E.

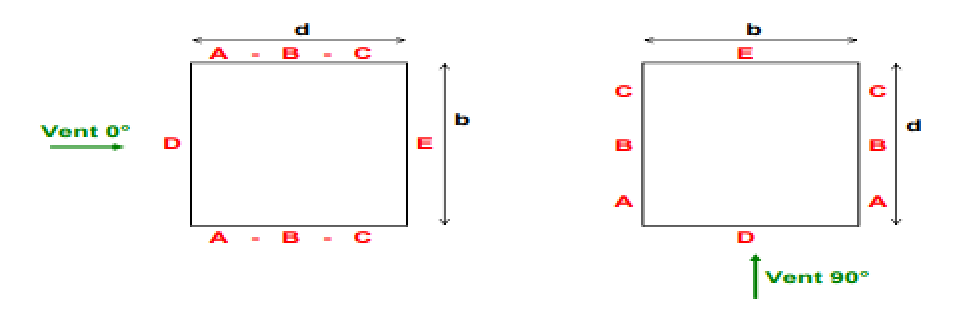


Figure 31 Surfaces d'application des coefficients de pression (vue en plan)

Vue en élévation

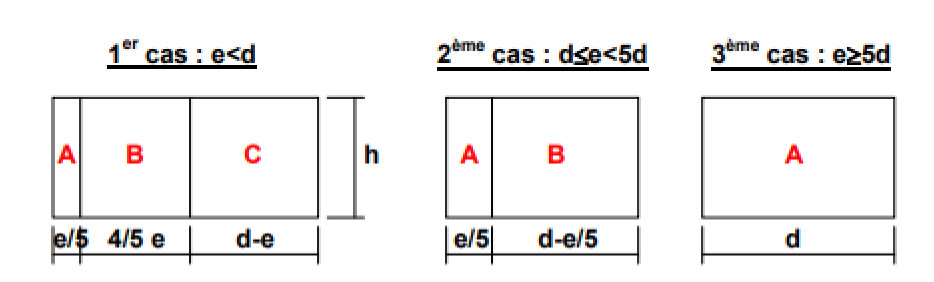


Figure 32 Surfaces d'application des coefficients de pression (vue en élévation)

zone	A		B		C		D		E	
h/d	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1	-0,5	
<0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1	-0,3	

Tableau 20 Valeurs des coefficients de pression extérieurs

On utilise les coefficients correspondant à h/d = 5.

Par l'application de l'EN 1991-1-4/NAFR 7.2.9(6), les valeurs des coefficients intérieurs à prendre en compte sont : $c_{pi} = 0.2$ et -0.3

5.2 Résultats du logiciel :

- Vent Nord-Sud :

Force maximale du vent : $F_W = 372$ KN

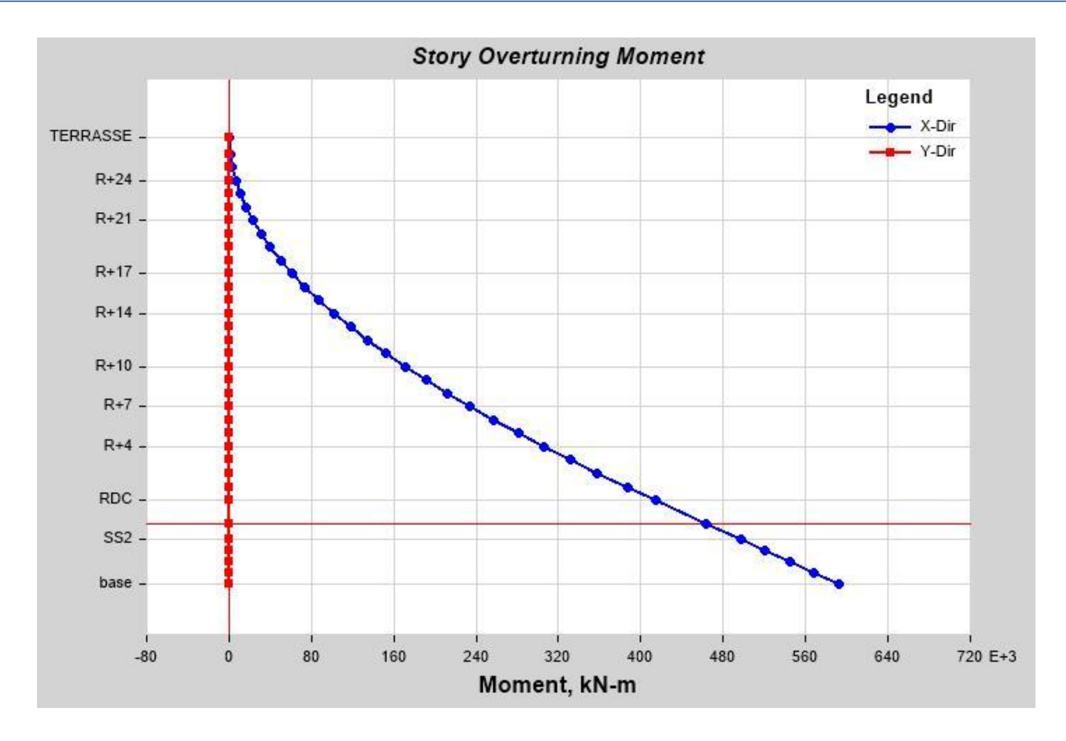


Figure 33 Moment du vent 4

- Vent Est-Ouest :

Force maximale du vent : $F_W = 157$ KN

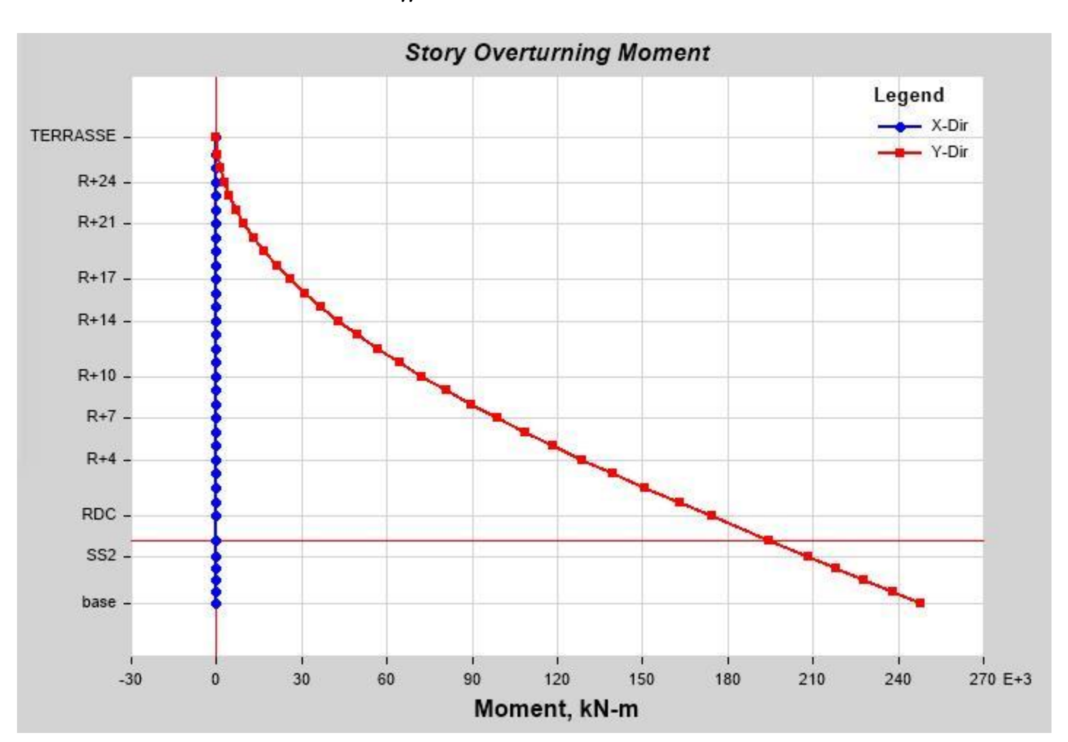


Figure 34 Moment du vent 1

Les résultats du calcul manuel et par logiciel sont assez proches. Parmi les raisons ayant créé cette différence est le fait que le logiciel ***Etabs*** ne tient pas compte de l'annexe nationale française, ce qui induit une différence entre des paramètres de calcul adoptés en calcul manuel (qui sont fixés par l'ANF) et les paramètres adoptés par le logiciel (qui sont recommandés par l'Eurocode 1)

Chapitre 6 : Vérifications et dimensionnement

1. VERIFICATIONS SPECIFIQUES SOUS VENT

1.1 Déplacement au sommet

Sous ELS caractéristique, on limitera la déformation horizontale du bâtiment en tête à :

$fmax = \frac{H}{500}$, où H est la hauteur totale de la tour.

Etage	Direction	Maximum (cm)	Limite (cm)	Vérification
R+27	y	11,4	20,9	Ok

Tableau 21 Limitation du déplacement au sommet

1.2 Déplacements inter-étages :

Afin de prévenir les désordres dans la façade, on limitera la déformation horizontale entre deux étages successifs à :

$dr = \frac{Hi}{200}$, où Hi est la hauteur d'un étage

Etage	Hauteur d'étage (m)	Direction	Maximum (cm)	Drift (cm)	Limite (cm)	Vérification
SS5	3	y	0,2	0,2	1,5	Ok
SS4	3	y	0,4	0,2	1,5	Ok
SS3	3	y	0,6	0,2	1,5	Ok
SS2	3	y	0,7	0,2	1,5	Ok
SS1	4,3	y	1,0	0,3	2,15	Ok
RDC	6,2	y	1,5	0,5	3,1	Ok
R+1	3,4	y	1,8	0,3	1,7	Ok
R+2	4	y	2,1	0,3	2	Ok
R+3	3,6	y	2,4	0,3	1,8	Ok
R+4	3,6	y	2,7	0,3	1,8	Ok
R+5	3,6	y	3,0	0,3	1,8	Ok
R+6	3,6	y	3,4	0,3	1,8	Ok
R+7	3,6	y	3,7	0,3	1,8	Ok

R+8	3,6	y	4,0	0,3	1,8	Ok
R+9	3,6	y	4,4	0,4	1,8	Ok
R+10	3,6	y	4,8	0,4	1,8	Ok
R+11	3,6	y	5,1	0,4	1,8	Ok
R+12	3,6	y	5,5	0,4	1,8	Ok
R+13	3,6	y	5,9	0,4	1,8	Ok
R+14	3,6	y	6,3	0,4	1,8	Ok
R+15	3,6	y	6,6	0,4	1,8	Ok
R+16	3,6	y	7,0	0,4	1,8	Ok
R+17	3,6	y	7,4	0,4	1,8	Ok
R+18	3,6	y	7,8	0,4	1,8	Ok
R+19	3,6	y	8,2	0,4	1,8	Ok
R+20	3,6	y	8,6	0,4	1,8	Ok
R+21	3,6	y	9,0	0,4	1,8	Ok
R+22	3,6	y	9,4	0,4	1,8	Ok
R+23	3,6	y	9,7	0,4	1,8	Ok
R+24	3,6	y	10,1	0,4	1,8	Ok
R+25	3,6	y	10,5	0,4	1,8	Ok
R+26	3,6	y	10,9	0,4	1,8	Ok
R+27	4,5	y	11,4	0,5	2,25	Ok

Tableau 22 Limitation des déplacements inter-étages

2. VERIFICATIONS SPECIFIQUES SOUS SEISME

2.1 Limitation des dommages sous séisme

Sous chargement sismique, on limitera les déplacements entre étages à la valeur proposée par l'EN 1998-1 §4.4.3.2 pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure.

$$d_r n < 0.005\, h$$

Où :

- d_r est le déplacement de calcul entre étages, obtenu à partir du calcul à éléments finis
- n est un coefficient de réduction pour prendre en compte une plus petite période de retour de l'action sismique, pour lequel on retiendra la valeur proposée pour un bâtiment de catégorie d'importance II : n = 0.5
- h est la hauteur entre étages

Etage	Hauteur d'étage (m)	Direction	Maximum (cm)	drift (cm)	dr.n (cm)	Limite (cm)	Vérification
SS5	3	y	0,4	0,4	0,2	1,5	Ok
SS4	3	y	0,7	0,3	0,1	1,5	Ok
SS3	3	y	1,0	0,3	0,1	1,5	Ok
SS2	3	y	1,3	0,3	0,2	1,5	Ok
SS1	4,3	y	1,7	0,5	0,2	2,15	Ok
RDC	6,2	y	2,5	0,8	0,4	3,1	Ok
R+1	3,4	y	2,9	0,4	0,2	1,7	Ok
R+2	4	y	3,5	0,5	0,3	2	Ok
R+3	3,6	y	4,0	0,5	0,3	1,8	Ok
R+4	3,6	y	4,5	0,5	0,3	1,8	Ok
R+5	3,6	y	5,0	0,5	0,3	1,8	Ok
R+6	3,6	y	5,6	0,5	0,3	1,8	Ok
R+7	3,6	y	6,1	0,5	0,3	1,8	Ok
R+8	3,6	y	6,7	0,6	0,3	1,8	Ok
R+9	3,6	y	7,2	0,6	0,3	1,8	Ok
R+10	3,6	y	7,8	0,6	0,3	1,8	Ok
R+11	3,6	y	8,4	0,6	0,3	1,8	Ok
R+12	3,6	y	9,0	0,6	0,3	1,8	Ok
R+13	3,6	y	9,6	0,6	0,3	1,8	Ok
R+14	3,6	y	10,2	0,6	0,3	1,8	Ok
R+15	3,6	y	10,8	0,6	0,3	1,8	Ok
R+16	3,6	y	11,4	0,6	0,3	1,8	Ok
R+17	3,6	y	12,0	0,6	0,3	1,8	Ok
R+18	3,6	y	12,6	0,6	0,3	1,8	Ok
R+19	3,6	y	13,2	0,6	0,3	1,8	Ok
R+20	3,6	y	13,9	0,6	0,3	1,8	Ok
R+21	3,6	y	14,5	0,6	0,3	1,8	Ok
R+22	3,6	y	15,1	0,6	0,3	1,8	Ok
R+23	3,6	y	15,7	0,6	0,3	1,8	Ok
R+24	3,6	y	16,3	0,6	0,3	1,8	Ok
R+25	3,6	y	16,9	0,6	0,3	1,8	Ok
R+26	3,6	y	17,6	0,6	0,3	1,8	Ok
R+27	4,5	y	18,3	0,8	0,4	2,25	Ok

Tableau 23 Limitation des dommages sous séisme

2.2 Effets de second ordre P-D

Les effets de second ordre d'ensemble sont négligeables lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (EN 1998-1 §4.4.2.2) :

$$\theta = \frac{P_{tot}.d_r}{V_{tot}.h} \leq 0{,}10$$

- ϴ coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages ;
- P_{tot} charge gravitaire totale due à tous les étages situés au-dessus de l'étage considéré, y compris celui-ci, dans la situation sismique de calcul
- d_r déplacement relatif de calcul entre étages, pris comme la différence de déplacement latéral moyen entre le haut et le bas du niveau considéré
- V_{tot} effort tranchant sismique total au niveau considéré ;
- h hauteur du niveau, entre étages.

Dans les cas où $0{,}1 < \theta \leq 0{,}2$, les effets du second ordre peuvent être pris en compte approximativement en majorant les effets de l'action sismique par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta}$

La valeur du coefficient ϴ ne doit pas dépasser 0,3

Etage	Hauteur d'étage (m)	Effort tranchant (kN)	Drift (cm)	P total (kN)	Téta	Limite (cm)	Vérification
SS5	3	17755	0,3805	474524	0,03	0,1	Ok
SS4	3	17319	0,2704	462397	0,02	0,1	Ok
SS3	3	16830	0,2908	448835	0,03	0,1	Ok
SS2	3	16353	0,3079	435184	0,03	0,1	Ok
SS1	4,3	15893	0,4709	421529	0,03	0,1	Ok
RDC	6,2	15307	0,7583	403720	0,03	0,1	Ok
R+1	3,4	14753	0,4431	387972	0,03	0,1	Ok
R+2	4	14193	0,5457	372444	0,04	0,1	Ok
R+3	3,6	13647	0,5085	356074	0,04	0,1	Ok
R+4	3,6	13167	0,5239	340363	0,04	0,1	Ok
R+5	3,6	12739	0,5378	324734	0,04	0,1	Ok
R+6	3,6	12357	0,5464	309140	0,04	0,1	Ok
R+7	3,6	12013	0,5602	293170	0,04	0,1	Ok
R+8	3,6	11709	0,5704	277572	0,04	0,1	Ok
R+9	3,6	11425	0,5798	261975	0,04	0,1	Ok

R+10	3,6	11148	0,5885	246377	0,04	0,1	Ok
R+11	3,6	10870	0,5996	230861	0,04	0,1	Ok
R+12	3,6	10583	0,6078	216444	0,04	0,1	Ok
R+13	3,6	10265	0,6153	202028	0,04	0,1	Ok
R+14	3,6	9922	0,6215	187611	0,04	0,1	Ok
R+15	3,6	9571	0,6271	173195	0,03	0,1	Ok
R+16	3,6	9235	0,6315	158866	0,03	0,1	Ok
R+17	3,6	8935	0,6351	144537	0,03	0,1	Ok
R+18	3,6	8682	0,6379	130208	0,03	0,1	Ok
R+19	3,6	8461	0,6398	115880	0,03	0,1	Ok
R+20	3,6	8226	0,641	101551	0,03	0,1	Ok
R+21	3,6	7905	0,6416	87222	0,02	0,1	Ok
R+22	3,6	7415	0,6415	72893	0,02	0,1	Ok
R+23	3,6	6670	0,6411	58565	0,02	0,1	Ok
R+24	3,6	5602	0,6399	44236	0,02	0,1	Ok
R+25	3,6	3853	0,6394	26982	0,02	0,1	Ok
R+26	3,6	2127	0,6394	13562	0,02	0,1	Ok
R+27	4,5	698	0,7993	4171	0,03	0,1	Ok

Tableau 24 Vérification des effets du second ordre

3. DIMENSIONNEMENT DES ELEMNTS PORTEURS :

L'Eurocode 8 définit les bâtiments en classe de ductilité, c'est-à-dire la capacité de la structure à dissiper l'énergie lors d'un séisme. Les classes de ductilité sont :

- Classe de ductilité limitée (DCL)
- Classe de ductilité moyenne (DCM)
- Classe de ductilité haute (DCH)

Dans le cas de la DCL, le coefficient de comportement est limité à la valeur de 1.5, ce qui est relativement faible. Les sections de béton sont alors considérées comme restant dans le domaine élastique. Cependant, l'Eurocode 8 recommande d'appliquer le dimensionnement sismique pour une DCL, seulement lorsque le cas de sismicité est faible (**5.2.1 (2)P de NF EN 1998-1**). Le projet se situant dans une zone de sismicité modérée, la notion de DCL n'est alors pas envisageable.

Le calcul des éléments structuraux de la présente structure se fait alors conformément à la section 5.4 (dimensionnement pour la classe DCM) de la NF EN 1998- 1.

3.1 Dimensionnement des poteaux :

3.1.1 Principe de dimensionnement selon l'Eurocode 8 :

c. Sollicitations de calcul :

- La détermination des sections d'armatures longitudinales se fait à partir des moments fléchissants et des efforts normaux obtenus dans les calculs d'ensemble.
- Pour le calcul de l'effort tranchant, les moments sont déterminés par un dimensionnement en capacité conformément à l'expression suivante :

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}})$$

Où :

- $\gamma_{Rd} = 1.1$, le coefficient de sur-résistance possible due à l'écrouissage de l'acier et au confinement du béton dans la zone comprimée
- $M_{Rc,i}$, les moments de calcul à l'extrémité i du poteau avec l'effort normal concomitant
- $\sum M_{Rc}$, la somme des moments de calcul des résistances à la flexion des poteaux avec l'effort normal concomitant
- $\sum M_{Rb}$, la somme des moments de calcul des résistances à la flexion des poutres avec l'effort normal concomitant

Dans les bâtiments à plusieurs étages, la formation d'un mécanisme plastique sur un seul niveau doit être évitée, dans la mesure où un tel mécanisme pourrait induire des demandes de ductilité locale excessives dans les poteaux du niveau concerné. Pour respecter cette exigence, il faut vérifier à tous les nœuds de poutres sismiques primaires ou secondaires avec des poteaux sismiques primaires :

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$$

En vue de simplifier les calculs, on plafonne $\frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}$ à $\frac{1}{1,3} \approx 0,77$

L'expression des moments de calcul devient alors : $M_{i,d} = 0,85\ M_{Rc,i}$

- Les efforts tranchants sont déterminés par un dimensionnement en capacité conformément à l'expression suivante :

$$V_{ed} = \frac{\left(|M_{1,d}| + |M_{2,d}|\right)}{l_{cl}}$$

Où l_{cl} est la longueur libre du poteau

d. *Vérifications :*

- ✓ Les résistances à la flexion et à l'effort tranchant doivent être calculées conformément à l'EN 1992-1-1 :2004, en utilisant la valeur de l'effort normal issue de l'analyse pour la situation sismique de calcul.
- ✓ La flexion déviée peut être prise en compte de manière simplifiée en effectuant la vérification séparément dans chaque direction, avec la résistance à la flexion simple réduite de 30 %.
- ✓ Dans les poteaux sismiques primaires, la valeur de l'effort normal réduit ν_d ne doit pas dépasser 0,65.

e. *Dispositions constructives :*

- ❖ Le pourcentage total des armatures longitudinales ne doit pas être inférieur à 0,01 et ne doit pas être supérieur à 0,04. Dans les sections transversales symétriques, il convient de prévoir des armatures symétriques (r = r ').
- ❖ Au moins une armature intermédiaire doit être prévue entre les armatures d'angle le long de chaque face du poteau, pour assurer l'intégrité des nœuds poteau-poutre.
- ❖ Longueur des zones critiques :

$$l_{cr} = \max(h_c, \frac{l_{cl}}{6}, 0{,}45m)$$

Où :

- ❖ h_c est la plus grande dimension de la section transversale du poteau (en mètres)
- ❖ l_{cl} est la longueur libre du poteau (en mètres).

Si $\frac{l_{cl}}{h_c} < 3$, la hauteur totale du poteau sismique primaire doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

- ❖ Les zones critiques doivent être munies d’armatures de confinement conformément aux spécifications de l’EN-1998-1-1 section 5.4.3.2.2 pour vérifier les conditions de ductilité locale :

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\emptyset}\nu_d . \varepsilon_{sy,d} . \frac{b_c}{b_0} - 0{,}035$$

- ω_{wd} est le rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les zones critiques ayant une valeur minimal de 0,08 :

$$\omega_{wd} = \frac{volume\ des\ armatures\ de\ confinement}{volume\ du\ noyau\ en\ béton} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

- $\mu_{\emptyset}$ est la valeur requise du coefficient de ductilité en courbure :

$$\mu_{\emptyset} = 2q_0 - 1 \qquad si\ T1 \geq Tc$$

$$\mu_{\emptyset} = 1 + 2(q_0 - 1)\ Tc/T1 \quad si\ T1 < Tc$$

où q_0 est la valeur de base correspondante du coefficient de comportement, T 1 est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu et T C est la période à la limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre.

- ν_d Effort normal réduit de calcul
- $\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ Valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite d'élasticité
- b_c largeur brute de la section transversale
- b_0 largeur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement)
- h_0 hauteur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement)
- $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ Coefficient d'efficacité du confinement

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6 b_o h_o$$

$$\alpha_s = \left(1 - s/2b_o\right)\left(1 - s/2h_o\right)$$

Avec :

- n nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ;
- b_i distance entre des barres maintenues consécutives

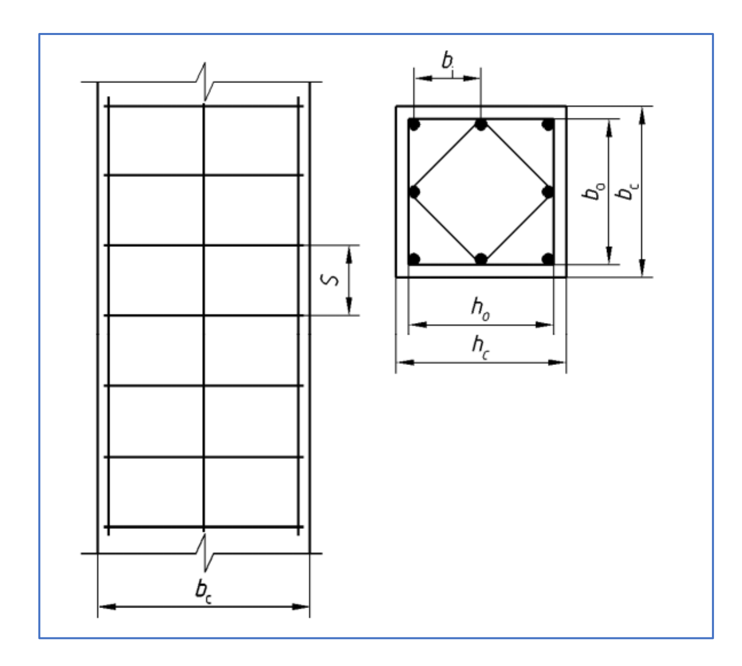


Figure 35 Armatures de confinement d'un poteau

L'espacement des armatures de confinement (en millimètres) ne dépasse pas :

$$s_{max} = \min\left(\frac{b_0}{2}\,;175\,;8d_{bL}\right)$$

d_{bL} est le diamètre minimal des armatures longitudinales.

3.1.2 Principe de dimensionnement selon l'Eurocode 2 :

a. Analyse des effets de second ordre :

La section Eurocode2-1-1-5 fournie un critère d'élancement simplifié sur la base duquel on peut négliger les effets du second ordre.

On admet alors que les effets du second ordre peuvent être négligés si le coefficient d'élancement λ (tel que défini en 5.8.3.2) est inférieur à une valeur λ_{lim} :

La valeur de λ_{lim}.à utiliser selon l'annexe nationale française est donnée par :

$$\lambda_{lim} = 20\,.A.B.C/\sqrt{n}$$

Où :

- $A = \frac{1}{(1+0{,}2\varphi_{ref})}$ (Si φ_{ref} n'est pas connu, on peut prendre A = 0,7)
- $B = \sqrt{1+2\omega}$ (si ω n'est pas connu, on peut prendre B = 1,1)
- $C = 1{,}7 - r_m$ (si r_m n'est pas connu, on peut prendre C = 0,7)

- φ_{ref} = Coefficient de fluage effectif
- $w = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$; ratio mécanique d'armatures
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ = Contrainte de compression du béton correspondant à la partie rectiligne du diagramme parabole-rectangle ($\alpha_{cc} = 1$ valeur recommandée et à utiliser pour l'Annexe nationale française)
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ = Résistance de calcul des armatures
- A_s est l'aire totale de la section des armatures longitudinales
- $n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$ Effort normal relatif
- $r_m = M_{01} / M_{02}$; rapport des moments
- M_{01} *et* M_{02} Sont les moments d'extrémité du premier ordre

L'élancement du poteau étant égale à :

$$\lambda = \frac{l_0\sqrt{12}}{h}$$

Où :

- h est la dimension du poteau dans le plan de flambement considéré
- l_0 est la longueur de flambement calculée comme suit :

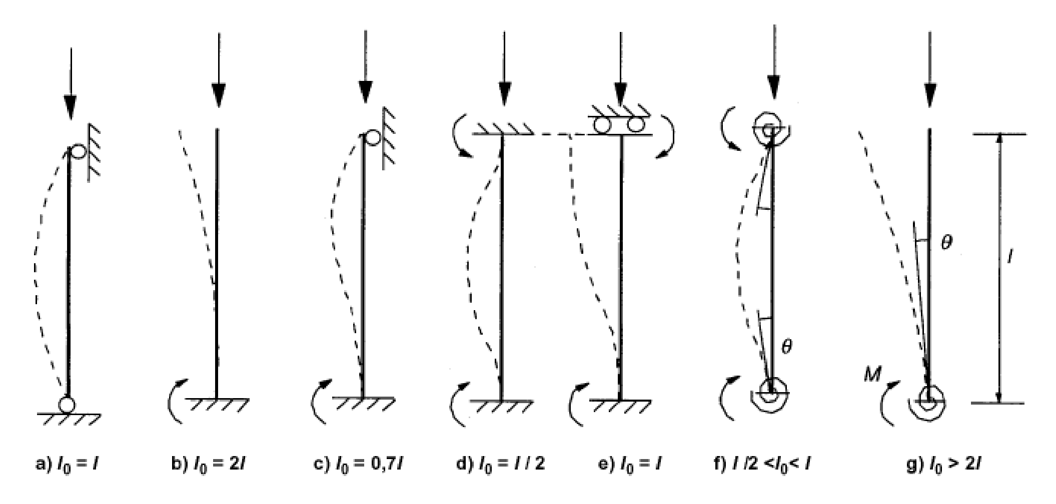


Figure 36 Longueur de flambement des poteaux

Pour les poteaux des bâtiments, la valeur recommandée de la longueur de flambement est = 0.7l

Si les effets du second ordre sont négligés, le poteau est calculé en flexion composée.

Dans le cas contraire on adopte une des méthodes de calcul en second ordre (la méthode générale, basée sur une analyse non-linéaire du second ordre et les méthodes simplifiées : basée sur une rigidité nominale, ou sur une courbure nominale).

b. Calcul en flexion composée :

Le calcul en flexion composée se fait selon l'organigramme ci-dessous :

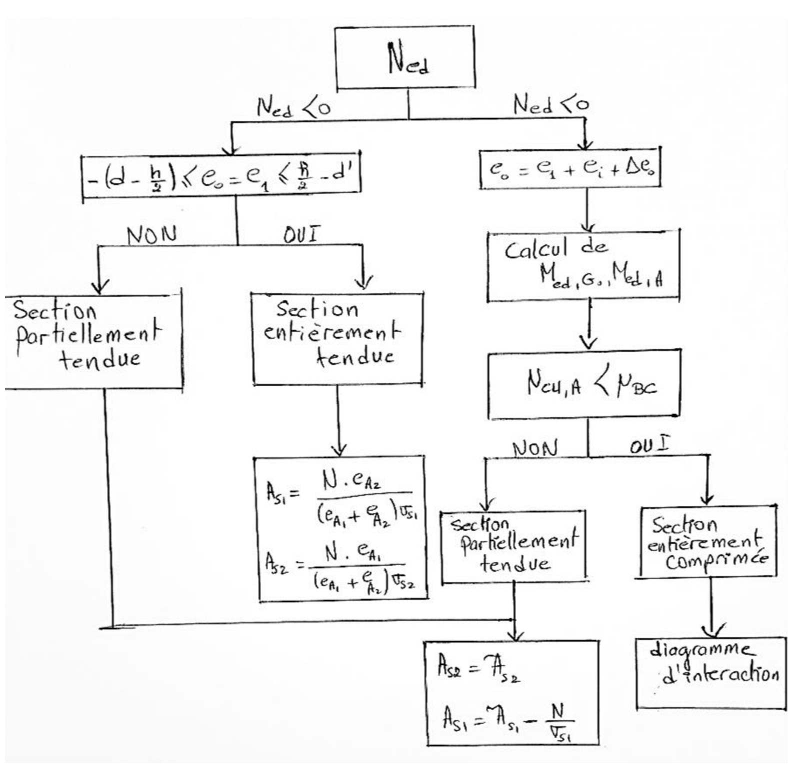


Figure 37 Organigramme de calcul en flexion composée

Avec :

- N_{ed} = Effort normal de calcul
- $e_1 = \frac{\sum \gamma_i M_{i,G0}}{N_{ed}}$ = Excentricité de l'effort normal
- $e_i = \frac{l_0}{400}$ = Excentricité due aux imperfections géométriques
- $\Delta e_0 = \max\left(20mm, \frac{h}{30}\right)$ = Supplément d'excentricité avec h = hauteur de la section
- $M_{Ed,G0} = N_{Ed}.e_0$ = Moment par rapport au centre de gravité de la section
- $M_{Ed,A} = N_{Ed}.e_A$ = Moment par rapport aux aciers tendus
- $e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right)$ = Excentricité des aciers tendus
- $\mu_{BC} = \frac{M_{BC}}{b_w.d^2.f_{cu}} = \frac{\lambda h}{d}\left(1 - \frac{\lambda}{2}.\frac{h}{d}\right)$
- $\mu_A = \frac{M_A}{b_w.d^2.f_{cu}}$
- $\mathcal{A}s1$ et $\mathcal{A}s2$ = Les sections d'armatures tendues et comprimées, respectivement, calculée en flexion simple.
- σ_{s1}et σ_{s2} = Les contraintes des aciers tendus et comprimés

c. Justification à l'effort tranchant :

Pour la vérification de la résistance à l'effort tranchant, on définit :

- $V_{Rd,c}$ est l'effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant
- $V_{Rd,s}$ est l'effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité
- $V_{Rd,max}$ est la valeur de calcul de l'effort tranchant maximal pouvant être repris par l'élément, avant écrasement des bielles de compression.

L'effort tranchant résistant de calcul VRd,c est donné par :

$$VRd,c = [CRd,ck(100 \cdot \rho 1 \cdot fck)^{\frac{1}{3}} + k1 \cdot \sigma cp]\, bw \cdot d$$

Avec une valeur minimale :

$$VRd,c = (vmin + k1 \cdot \sigma cp)\, bw \cdot d$$

Expressions dans lesquelles :

- ❖ f_{ck} est en MPa
- ❖ $k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \leq 2.0$ Avec d en mm
- ❖ $\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$
- ❖ A_{s1} est l'aire de la section des armatures tendues
- ❖ b_w est la plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue, en mm
- ❖ $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0{,}2\, f_{cd}$ (MPa)
- ❖ N_{Ed} est l'effort normal agissant dans la section droite, dû aux charges extérieures appliquées
- ❖ A_c est l'aire de la section droite du béton, en mm^2

Les valeurs de $C_{Rd,c}$, V_{min} et k_1 à utiliser en France sont les suivantes :

- $C_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma c}$
- $k_1 = 0{,}15$
- $v_{min} = \frac{0.34}{\gamma c} \cdot f_{ck}^{0{,}5}$ Pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considéré
  $v_{min} = \frac{0.053}{\gamma c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{0{,}5}$ pour les poutres, et pour les dalles autres que celles ci-dessus
  $v_{min} = \frac{0.35}{\gamma c} \cdot f_{ck}^{0{,}5}$ pour les voiles.

Dans les zones de l'élément où $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ aucune armature d'effort tranchant n'est requise par le calcul. V_{Ed} est l'effort tranchant agissant de calcul dans la section considérée, résultant des charges extérieures appliquées. Même lorsque aucune armature d'effort tranchant n'est requise, il convient de prévoir un ferraillage transversal minimal comme indiqué ci-dessous :

Dans les régions où $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, il convient de prévoir des armatures d'effort tranchant en quantité suffisante de telle sorte que $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

d. *Dispositions constructives :*

❖ Armatures longitudinales :

- Diamètre minimale des barres : $\emptyset_{min} = 8mm$
- Section minimale : $A_{s,min} = \max\left(\frac{0{,}10 N_{Ed}}{f_{yd}}, 0{,}002\ A_c\right)$

❖ Armatures transversales :

- Diamètre minimale des barres : $\emptyset_{min} = \max\left(6mm, \frac{\emptyset_{L\,max}}{4}\right)$
- Espacement maximal :

$$S_{tmax} = \min(20\emptyset_{L\,min}\ plus\ petite\ dimension\ du\ poteau, 400mm)$$

A réduire par un facteur de 0,6

- Dans les sections situées à une distance au plus égale à la plus grande dimension de la section transversale du poteau ; ces sections peuvent se trouver au-dessus ou au-dessous d'une poutre ou d'une dalle ;
- Dans les zones de recouvrement d'armatures, si le diamètre maximal des barres longitudinales est supérieur à 14 mm. Un minimum de 3 barres transversales régulièrement disposées dans la longueur de recouvrement, est nécessaire.

3.1.3 *Exemple de calcul d'un poteau :*

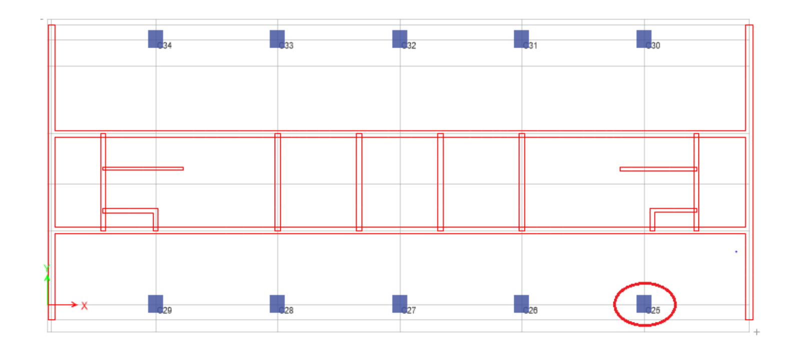


Figure 38 Poteau calculé C25 au niveau SS5

a. *Caractéristiques du poteau :*

Section	120 x 100 cm²
Hauteur libre du poteau l	3m
Longueur de flambement l0	2,1m
Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours fck	50
Longueur de la zone critique	3m

Tableau 25 Caractéristiques du poteau calculé

b. *Caractéristiques des matériaux :*

béton		
αcc	1	
λ	0,8	
η	1	
f_{cd}	41,67	MPa
f_{cu}	41,67	MPa
f_{ctm}	4,1	MPa
$f_{ct,eff}$	4,1	MPa
ε_{cu2}	3,5	‰
acier		
f_{yd}	500	MPa
ε_{yd}	2,5	‰
Classe de ductilité	C	
ε_{uk}	7,5	%
k	1,15	

Tableau 26 Caractéristiques des matériaux du poteau

c. Sollicitations de calcul :

Combinaison sismique	Plan de flexion 1			Plan de flexion 2		
Ned (KN)	**Med,1 (KN.m)**	**Med,2 (KN.m)**	**Ved (KN)**	**Med,1 (KN.m)**	**Med,2 (KN.m)**	**Ved (KN)**
10822	624,3	153	220,2	504	197,6	199

Tableau 27 Sollicitations dans le poteau

d. Effort normal réduit :

$$\nu_d = \frac{Ned}{Ac\ fcd} = \frac{10{,}822}{1 \times 1{,}2 \times 41{,}67} = 0{,}22 < 0{,}65$$

La condition est donc vérifiée

e. Effets du second ordre

On considère que les sections d'armatures ne sont pas connues à ce stade ainsi que le coefficient de fluage effectif.

On obtient alors les résultats présentés ci-dessous :

Λ	10,39
A	0,7
B	1,1
C	0,7
N	0,21644
Λlim	23,17

Tableau 28 Elancement du poteau

On $\lambda \leq \lambda_{lim}$, Les effets du second ordre sont alors négligés.

f. Calcul en flexion composée :

e_1	0,058	m
e_i	0,008	m
Δe_0	0,040	m
e_0	0,105	m
$M_{ed,G0}$	1138,045	KN.m
e_A	0,605	m
$M_{ed,A}$	6549,045	KN.m
μ_{BC}	0,492	
μ_A	0,130	
Section partiellement comprimée		
Armatures en flexion simple		
$A_{s1,u}$	106,171	Cm²
$A_{s2,u}$	0	Cm²
Armatures en flexion composée		
A_s	120	Cm²
60HA16		

Tableau 29 Résultats du calcul en flexion composée du poteau

g. Justification à l'effort tranchant :

σcp	8333,34	KPa
k	1,014	
Crd,c	0,15	
ρ	1,03	%
vmin	7,9954089	
Vrd,c	1464,3067	KN

Tableau 30 Résultats du calcul à l'effort tranchant du poteau

On a V_{ed} =220KN < $V_{Rd,c}$ =1464 KN, les armatures d'effort tranchant ne sont donc pas requises. Le poteau est donc muni d'une section minimale d'armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales : $\emptyset t = \max\left(6mm, \frac{\emptyset_l}{4}\right) = \max\left(6mm, \frac{16}{4} = 4mm\right) = 6mm$. On prévoit donc un cadre de 6mm ainsi que des épingles de confinement de 6mm de diamètre.

- Espacement maximal des armatures d'effort tranchant :

$$st, max = \min(20\emptyset_l; amin; 400mm) = 320mm$$

- Espacement maximal des armatures de confinement :

$$smax = \min\left(\frac{b_0}{2}; 175\,; 8d_{bL}\right) = 128\ mm$$

- Zones critiques :

$$h_{crit} = max(h, b) = 120\ cm$$

$$s_{crit} = 0,6 * 320 = 192mm$$

On prend alors un espacement de 12 cm sur toute la hauteur du poteau.

❖ Vérification des armatures de confinement :

f_{ck}	50	MPa
f_{yd}	500	MPa
E_s	200000	MPa
ν_{ed}	0,22	
μ_φ	1,8	
b_c	1,2	m
h_c	1	m
b_0	1,14	m
h_0	0,94	m
s	0,12	m
b_i	0,055	m
n	52	
f_{cd}	41,67	MPa
α_n	0,975	
α_s	0,887	
α	0,865	
$\varepsilon_{sy,d}$	0,0025	
$w_{vc} \geq$	0,08	

Tableau 31 Armatures de confinement

Section 1ϕ6: $A_{st} = 28,26\ mm^2$

Nombre d'armatures horizontales = 17 (15 épingles + cadre)

Nombre d'armatures verticales = 13 (11 épingles + cadre)

Longueur des armatures verticales = 1,14 m

Longueur des armatures horizontales = 0,94 m

Nombre d'armatures transversales sur la hauteur critique :

$$n_{st} = \frac{3}{0,12} = 25$$

⇨ Volume des armatures de confinement :

$$V_{st} = n_{st}A_{st} \times (17\ L_h + 13L_v) = 21,76\ .\ 10^6\ mm^3$$

⇨ Volume du béton confiné :

$$V_{nc} = H \times b_0 \times h_0 = 31,148\ .\ 10^8\ mm^3$$

$$\omega_{wd} = \frac{21,76.10^6}{31,148.10^8} \times \frac{500}{41,67} = 0,0812 > 0,08$$

➔ **Le confinement du béton est vérifié**

Ainsi le ferraillage du poteau est représenté ci-dessous :

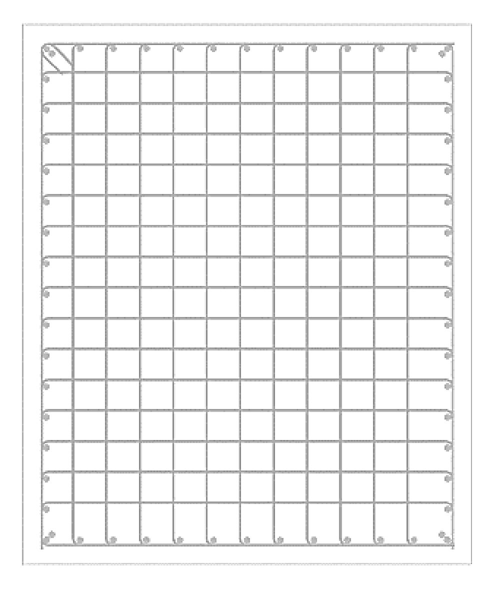


Figure 39 Ferraillage du poteau

3.2 Dimensionnement des voiles :

3.2.1 Principe de dimensionnement selon l'Eurocode8 :

a. Classification des murs selon EC8 :

La section 5 de l'EC8 définit deux classes de murs en béton armés :

- Les voiles ou murs ductiles, tout mur fixé à sa base de sorte que la rotation relative de sa base par rapport au reste du système structural est empêchée, dimensionné et conçu dans le détail pour dissiper l'énergie dans une zone de rotule plastique de flexion ne présentant pas d'ouverture ou de perforation large juste au-dessus de sa base. ($H_w/l_w>4$)
- Les murs de grandes dimensions faiblement armés, mur de grandes dimensions transversales (dimension horizontale l_w au moins égale à 4,0 m ou aux deux tiers de la hauteur h_w du mur, en prenant la valeur inférieure) grâce auxquelles il est supposé développer une fissuration limitée et un comportement non élastique dans la situation sismique de calcul.

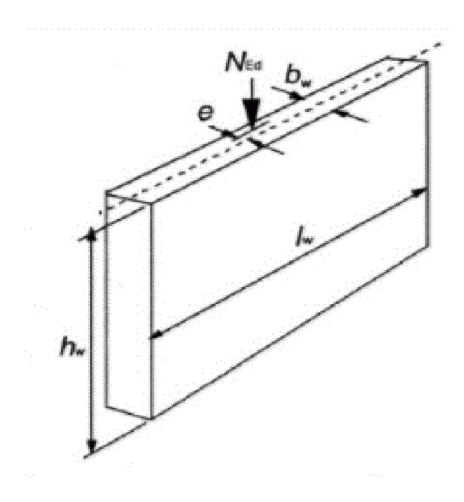


Figure 40 Notations de l'EC8 pour les murs

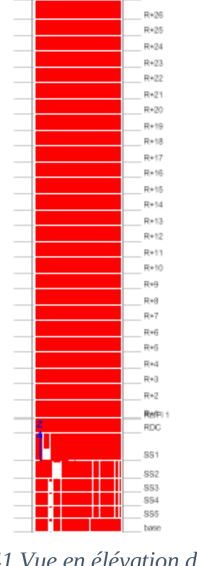


Figure 41 Vue en élévation du mur étudié

Pour le mur étudié on a : $\frac{H_w}{l_w} = \frac{104,5}{19,55} = 5,34 > 4$

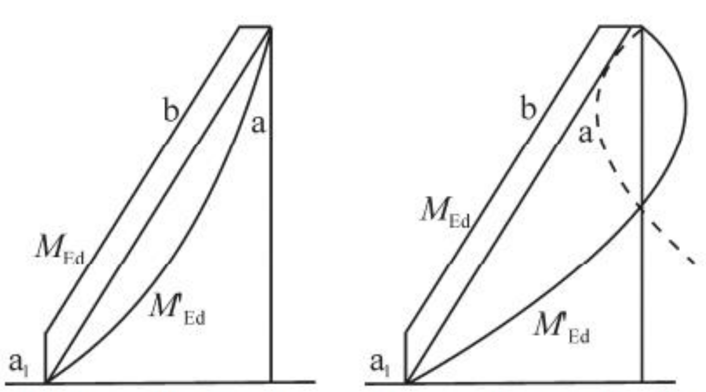
Donc on est dans le cas des murs ductiles

b. *Détermination des sollicitations de calcul pour les murs ductiles :*

a. *Moments de flexion sollicitants :*

Les incertitudes concernant la distribution des moments sur la hauteur des murs sismiques primaires élancés. sont prises en compte de la façon suivante, applicable quel que soit le type d'analyse utilisé : le diagramme des moments fléchissants de calcul sur la hauteur du mur est donné par une enveloppe du diagramme des moments fléchissants issu de l'analyse et déplacé verticalement (figure). L'enveloppe peut être supposée linéaire si la structure ne montre pas des discontinuités significatives de masse, de rigidité ou de résistance sur sa hauteur. Il convient

que ce déplacement al de la traction soit cohérent avec l'inclinaison des bielles considérées dans la vérification de l'effort tranchant à l'état limite ultime, avec une forme en éventail possible des bielles à proximité de la base, les planchers agissant alors comme des tirants. L'Eurocode 8 indique al = lw .



Légende. A gauche : systèmes de murs. A droite : systèmes à contreventement mixte.
Courbe a : diagramme des moments obtenus par l'analyse. Courbe b : enveloppe de calcul
Symbole a_l : déplacement de la traction

Figure 42 Ajustement du diagramme du moment fléchissant pour les murs ductiles

b. Effort tranchant sollicitant.

Pour les projets DCM, l'Eurocode 8 permet un dimensionnement capacitif « forfaitaire » où les efforts tranchants de calcul sont égaux aux efforts tranchants issus de l'analyse augmentés de 50 % .

c. Vérifications :

- Les résistances à la flexion et à l'effort tranchant doivent être calculées conformément à l'EN 1992-1-1 :2004, sauf spécification contraire dans les alinéas suivants, en utilisant la valeur de l'effort normal résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul.
- Dans les murs sismiques primaires, il convient que la valeur de l'effort normal réduit ν_d ne dépasse pas 0,4.

3.2.2 Principe de dimensionnement selon l'Eurocode 2 :

a. Vérification de l'élancement du voile

Pour déterminer la longueur de flambement d'un mur, on fait la distinction entre deux cas de figure :

- Mur raidi ou non en dehors du plan, par des voiles perpendiculaires par exemple.
- Mur armé ou non-armé.

Dans tous les cas, on peut exprimer la longueur de flambement à partir de la formule $l_0 = \beta . l$

Valeurs de β pour les murs non-raidi latéralement

	Armé verticalement	**Non Armé verticalement**
En continuité en tête et en pied avec un plancher		
De part et d'autre	**0,85**	**0,9**
D'un seul coté	**0,9**	**0,95**
Sans continuité en tête et en pied avec un plancher	**1**	**1**

Tableau 32 Valeurs de β pour les murs non-raidi latéralement

Valeurs de β pour les murs raidis latéralement :

Encastrement en rive	Croquis	Expression	Facteur β	
Sur deux cotés	A, B, A, B, l_w, b		$\beta = 1,0$ pour tout rapport l_w/b	
Sur trois cotés	A, C, A, B, l_w, b	$\beta = \dfrac{1}{1+\left(\dfrac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/l_w	β
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
			5,0	1,00
Sur quatre cotés	A, C, A, C, l_w, b	Si $b \geq l_w$ $\beta = \dfrac{1}{1+\left(\dfrac{l_w}{b}\right)^2}$ Si $b < l_w$ $\beta = \dfrac{b}{2l_w}$	b/l_w	β
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

(A) — Dalle de plancher

(B) — Bord libre

(C) — Voile transversal

Tableau 33 Valeurs de β pour les murs latéralement

L'élancement du voile doit être inférieur à l'élancement limite comme indiqué pour les poteaux afin de pouvoir négliger les effets du second ordre

b. *Vérification à la résistance à la compression :*

Si on considère Ned l'effort normal appliqué sur le voile, on doit effectuer la vérification suivante :

$N_{ed} \leq N_{Rd}$ ➔ Voile non-armé.

$N_{ed} > N_{Rd}$ ➔ Voile armé

Où : NRd est l'effort normal résistant d'un voile non armé calculé à partir de l'expression suivante :

$$N_{Rd} = f_{cd} b h_w \left(1 - 2.\frac{e}{h_w}\right)$$

3.2.3 Calcul du voile au niveau R+6 :

c. Sollicitations de calcul :

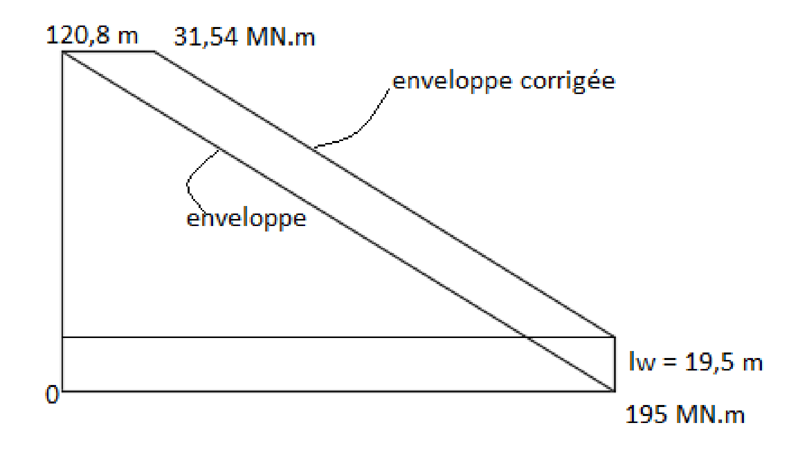


Figure 43 Moment de calcul

Variation du moment : $M(z) = -1{,}61z + 226{,}54$

Pour le niveau R+6 ; $z = 44{,}3\ m$

Ainsi le moment de calcul au niveau R+6 est égale à 155 MN.m

L'effort tranchant issu de l'analyse est égale à 3750 KN

Ned (MN)	Med (MN.m)	Ved (KN)
24,2	155	$1{,}5\ \times 3750 = 5565\ KN$

d. Vérifications :

f_{ck}	50	Mpa
f_{yk}	500	Mpa
E_s	200000	Mpa
Υ_c	1,2	
Υ_s	1	
b	0,4	m
h	19,54	m
d	19,5	m
d'	0,04	m
l	3,6	m
l_0	3,06	m
Effets du second ordre		
λ	26,5	
A	0,7	
B	1,1	
C	0,7	
n	0,074318321	
λ_{lim}	39,54310928	
Effets du second ordre négligés : calcul classique en flexion composée		
Voile armé/non armé		
N_{Rd}	183,55	MN
Voile non armé : section minimale d'armatures		
Armatures verticales	156,32	cm²
Armatures horizontales	38,08	cm²
Effort tranchant		
V_{ed}	5565	KN
$V_{rd,c}$	4131,7236	KN
Armatures d'effort tranchant nécessaires		
A_{sw}/s	3,17	cm²/m
A_{sw}/s **(min)**	4,52	cm²/m
$S_{t,max}$	0,4	m

Tableau 34 Résultats du calcul du voile

Chapitre 7: Etude comparative du système de contreventement

Le système de contreventement par noyau central est le plus utilisé pour la construction de bâtiments de grande hauteur résistants aux charges latérales. Cependant, quand la hauteur du bâtiment est importante, ce système n'est généralement plus suffisant pour assurer seul la stabilité de la structure face aux actions horizontales. Il est alors proposé de créer un ou plusieurs étages de raidissement (ER) en reliant le noyau central aux poteaux de façade pour les faire participer à la résistance latérale de la structure.

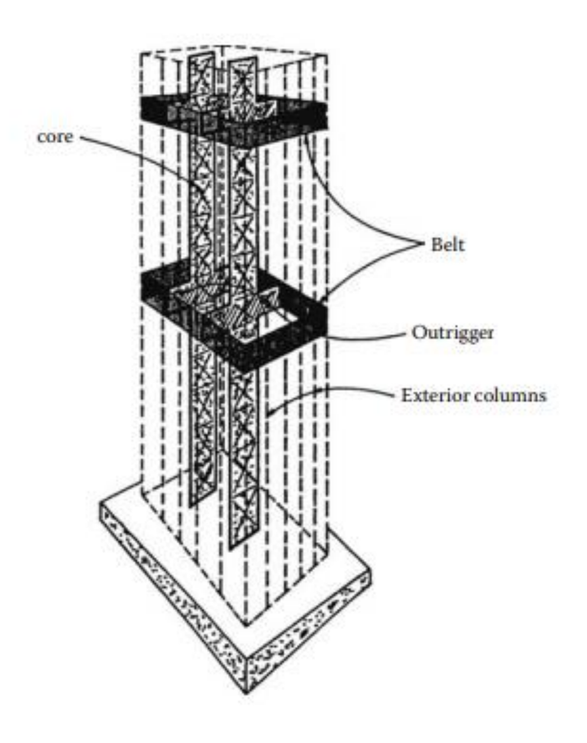


Figure 44 Structure noyau - raidisseurs

Le but de cette partie est de comparer le comportement de la structure avec un système à noyau seul et un système noyau-étage de raidissement en faisant varier sa hauteur. On essayera d'étudier l'influence de plusieurs paramètres sur l'étage de raidissement et de déterminer à partir de quelle hauteur ce système devient-il plus économique.

1. INFLUENCE DE L'ETAGE DE RAIDISSEMENT SUR LA STRUCTURE DE BASE :

L'étage de raidissement consiste à ajouter des voiles en façades reliant les poteaux au noyau central comme présenté ci-dessous :

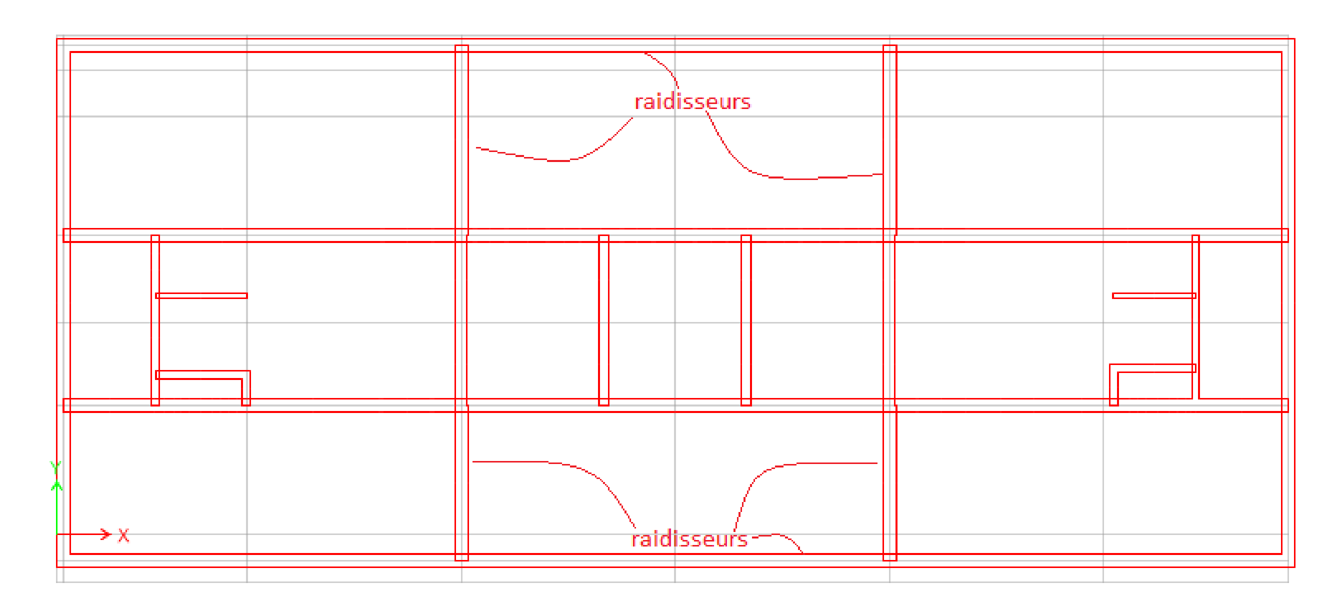


Figure 45 Conception de l'étage de raidissement

1.1 Position optimale de l'étage vis-à-vis des déplacements sommitaux :

En général, l'emplacement optimal pour un seul stabilisateur n'est pas au sommet. La réduction des déplacements horizontaux par un étage de raidissement en sommet est inférieure à celle obtenue en le plaçant à peu près à mi-hauteur.

Il est aussi nécessaire de mentionner que cette position peut varier selon plusieurs critères parmi lesquels on site :

- Si la structure est régulière et verticalement uniforme, càd si les poteaux de façades ont la même section et le noyau central a un moment d'inertie constant sur toute la hauteur de la structure
- Si Le noyau est parfaitement encastré à la base
- Si les forces latérales sont constantes sur toute la hauteur de la structure

Pour déterminer la position optimale de l'étage de raidissement pour cette structure, on fait varier sa position sur toute la hauteur et on compare le déplacement en tête de tour pour chaque position.

La courbe ci-dessous représente la variation du déplacement au sommet en fonction de la position de l'étage de raidissement :

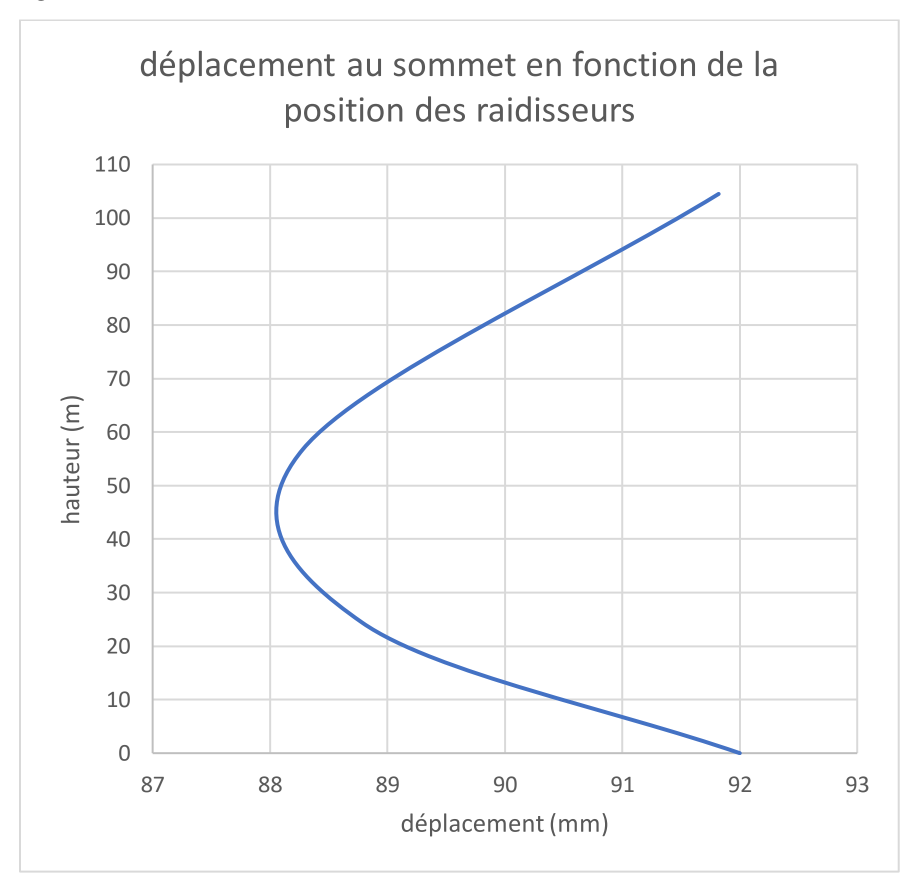


Figure 46 Position optimale de l'ER (28 étages)

On remarque qu'effectivement la position qui réduit le plus le déplacement horizontal est à peu près au milieu de la structure. Cependant, cette position n'est peut-être pas optimale du point de vue architecturale.

1.2 Comparaison des déplacements selon les différents cas envisageables :

Le cas N°1 de la figure ci-dessous représente le déplacement au sommet de la structure sans étage de raidissement, le 2ème représente celui de la structure avec un étage chapeau, le 3ème représente la structure avec un étage ceinture au milieu et finalement le 4ème correspond à la structure avec un étage de raidissement au niveau 0.

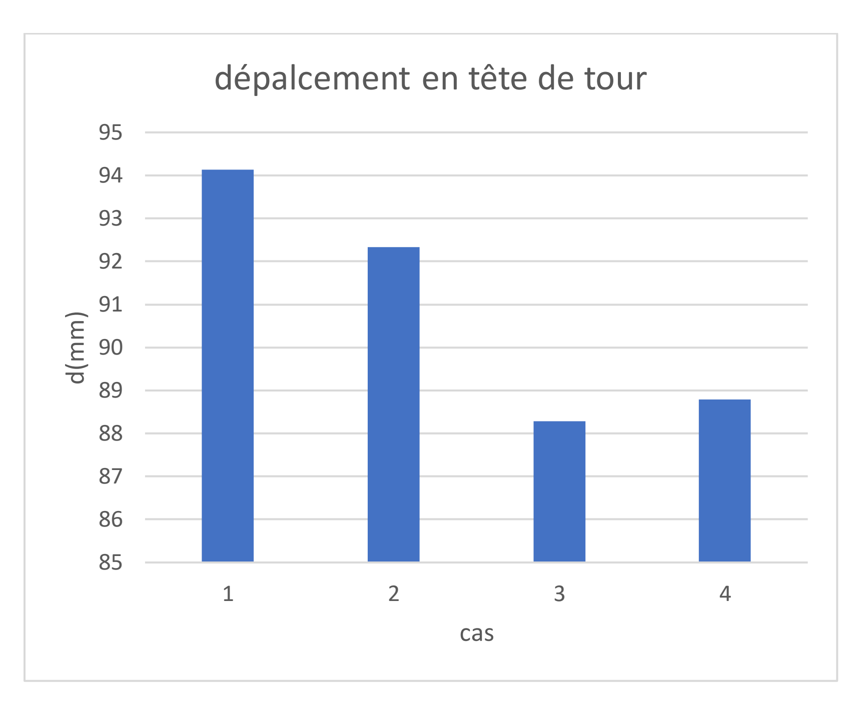


Figure 47 Comparaison des déplacements (28 étages)

1.3 Effet de l'épaisseur des raidisseurs :

Alors que l'ajout de raidisseurs dans une structure à noyau central réduit considérablement les déplacements latéraux, l'augmentation de leur épaisseur a peu d'effet.
La figure ci-dessous représente la variation du déplacement au sommet sous vent en fonction de l'épaisseur des raidisseurs :

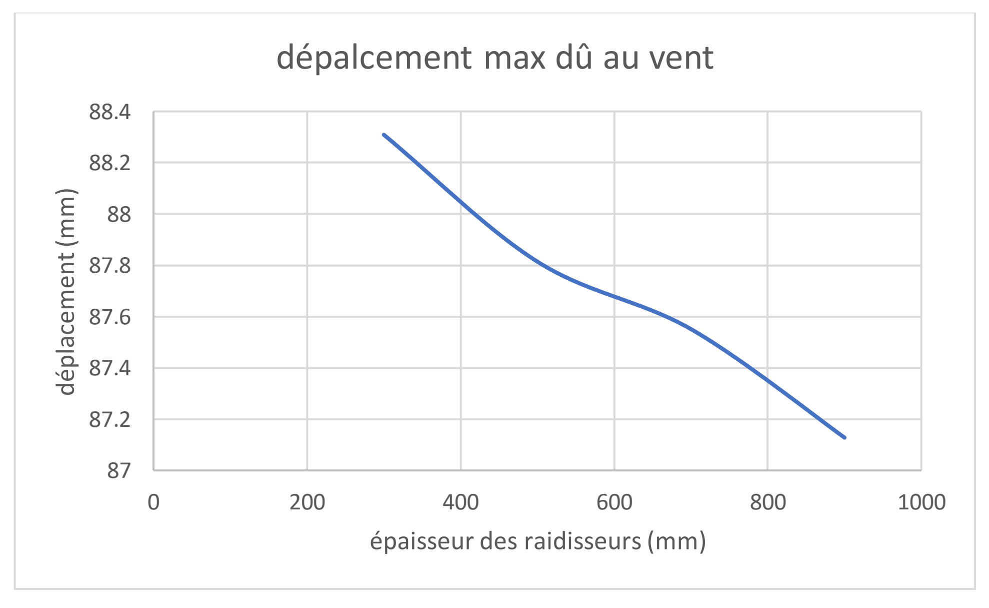


Figure 48 Influence de l'épaisseur des raidisseurs sur le déplacement

On remarque que le déplacement diminue quand l'épaisseur des raidisseurs augmente. Cependant, comme mentionné précédemment, la variation de l'épaisseur conduit à une réduction très légère presque négligeable des déplacements, comparée à l'effet d'ajout des raidisseurs en lui-même. Ainsi, on opte pour une épaisseur minimale économique de 300mm.

1.4 Influence de l'étage sur les déplacements latéraux :

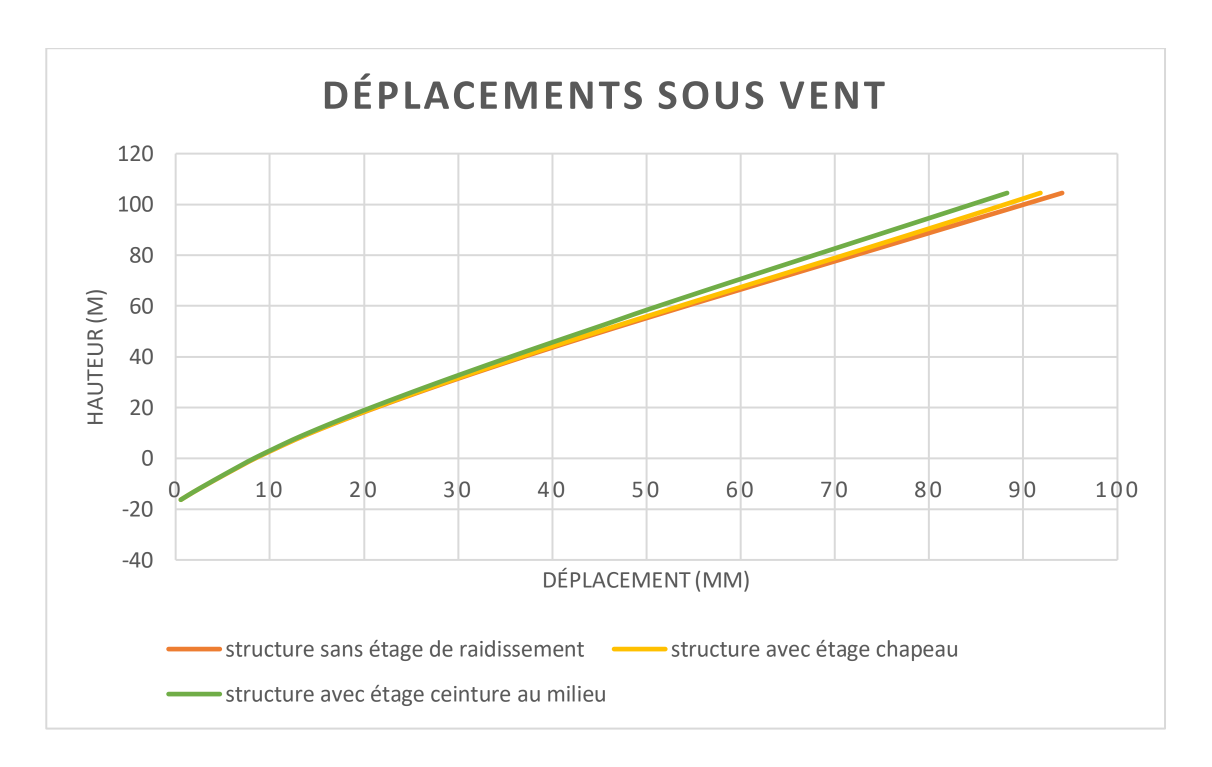


Figure 49 Comparaison des déplacements sous vent (28 étages)

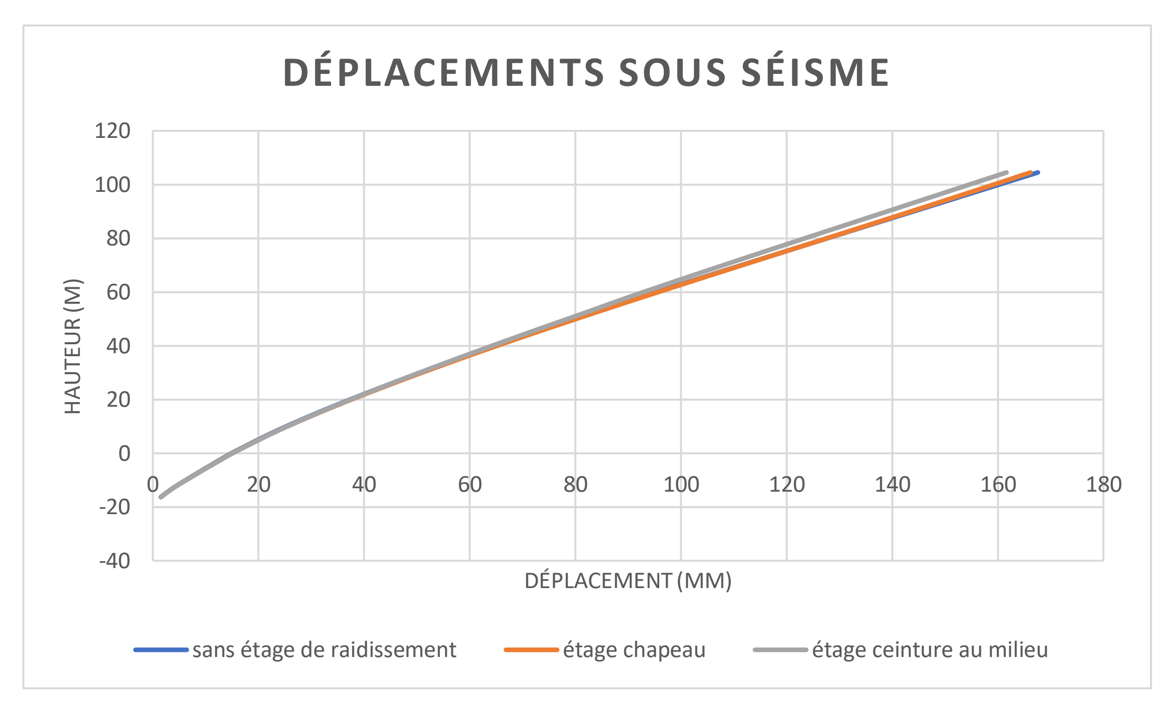


Figure 50 Comparaison des déplacements sous séisme (28 étages)

On remarque que l'ajout de raidisseurs réduit légèrement les déplacements latéraux. Son effet est bien plus apparent sur les déplacements du vent que ceux du séisme.

1.5 Influence sur l'épaisseur des voiles du noyau central :

L'ajout de l'étage de raidissement permet bien évidemment de réduire l'effet des forces latérales sur la structure. Cependant, cela ne permet pas de réduire les épaisseurs des éléments porteurs, vu que la condition de résistance ne reste pas vérifiée.
Ainsi, l'ajout d'un étage de raidissement n'apporte pas de gain pour cette hauteur de la structure.

2. ETUDE DE DIFFERENTES HAUTEURS DE LA TOUR :

Dans un premier lieu, on élabore des modèles de la tour ayant différentes hauteurs, présentés dans le tableau suivant :

Modèle	1	2	3
Nombre d'étages	38	43	50
Hauteur totale	140.5	158.5	183.7

Tableau 35 Hauteurs de tours étudiées

Pour chaque modèle on évalue l'influence des raidisseurs sur les déplacements latéraux, on recherche la position optimale de l'étage de raidissement, on détermine les épaisseurs optimales

des raidisseurs et on détermine les épaisseurs des voiles du noyau central nécessaires, avec et sans raidisseurs.

2.1 Modèle de la tour de 140.5m :

2.1.1 Position optimale vis-à-vis des déplacements au sommet :

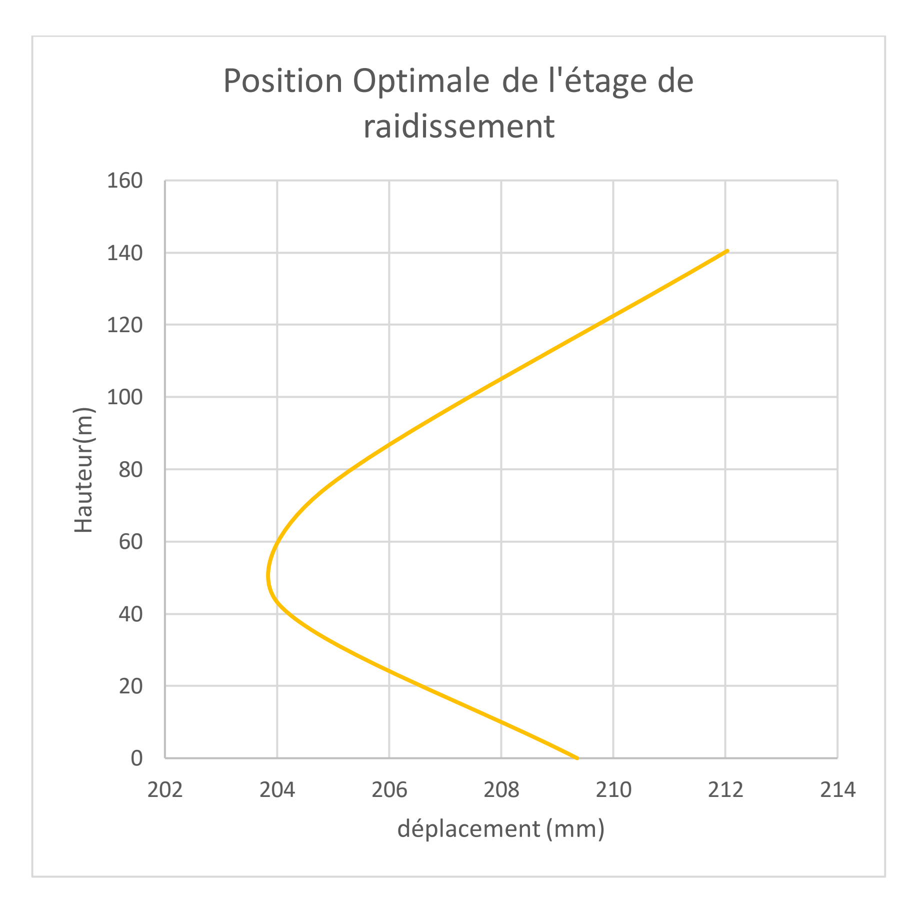


Figure 51 Position optimale de l'ER (38 étages)

Pour cette structure la position optimale des raidisseurs est à 0.35 de la hauteur de la tour et non au milieu. Ceci est dû à la variation de la section des poteaux sur la hauteur de la structure.

2.1.2 Comparaison du déplacement en tête de tour sous l'effet du vent

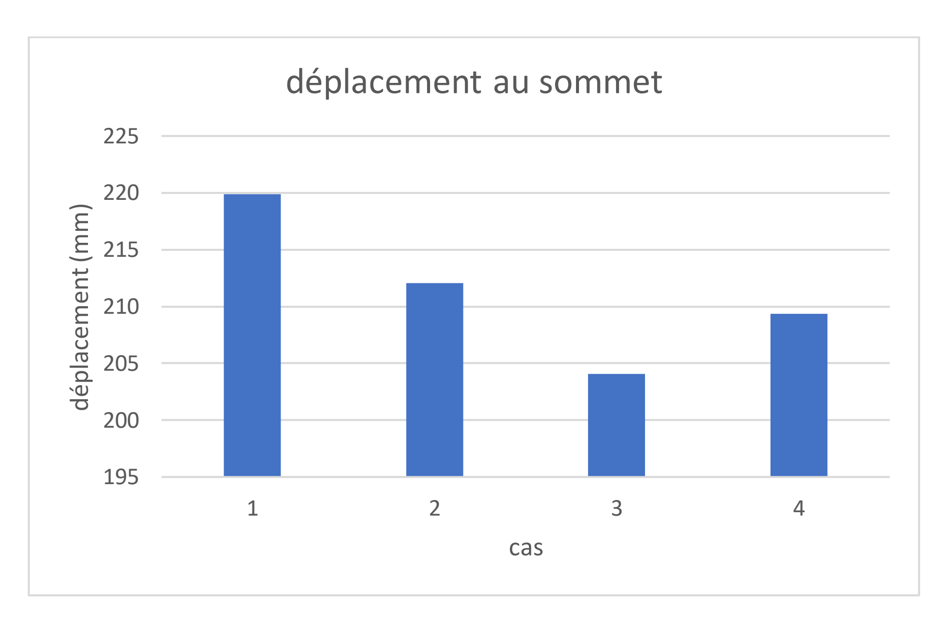


Figure 52 Comparaison du déplacement en tête de tour (38 étages)

Où :

- 1 : structure sans étage de raidissement
- 2 : étage de raidissement en tête de tour
- 3 : étage de raidissement à la position optimale
- 4 : étage de raidissement au niveau 0

2.1.3 Influence de l'étage sur les déplacements latéraux

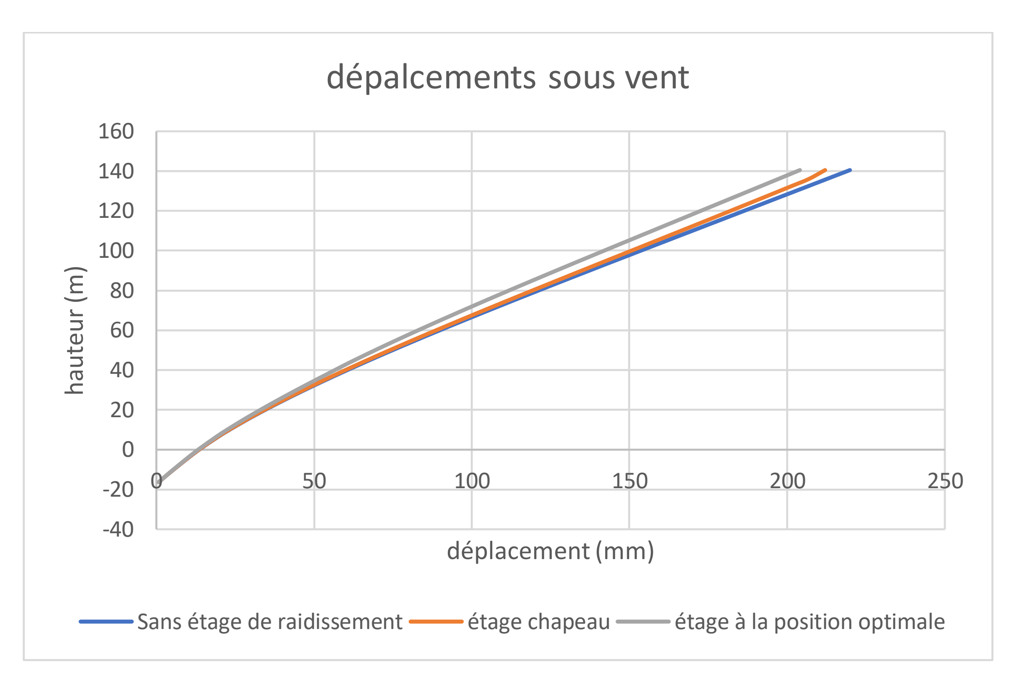


Figure 53 Comparaison des déplacements sous vent (38 étages)

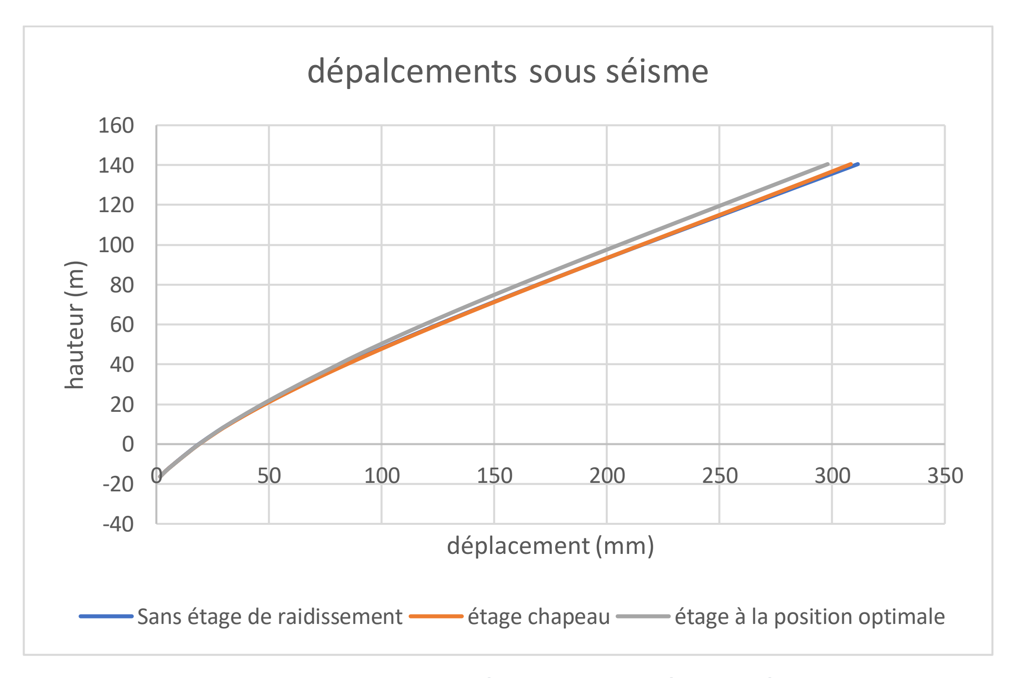


Figure 54 Comparaison des déplacements sous séisme (38 étages)

2.2 Modèle de la tour de 158.5m :

Les voiles raidisseurs utilisés ont une épaisseur de 500 mm.

2.2.1 Position optimale vis-à-vis des déplacements au sommet :

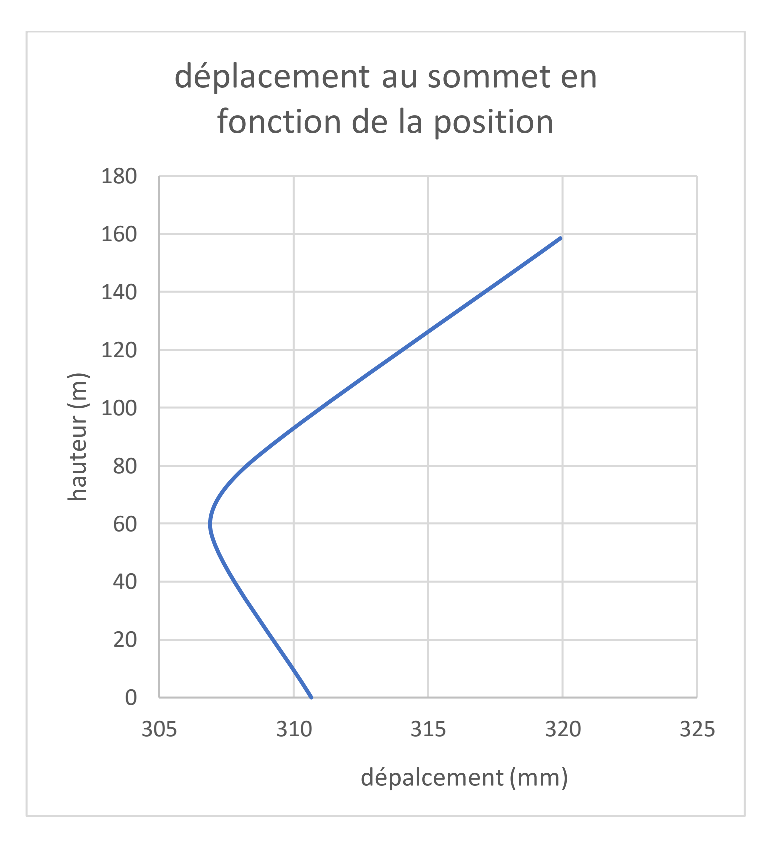


Figure 55 Position Optimale de l'ER (43 étages)

Pour vérifier si la variation des sections des poteaux sur la hauteur de la structure influence la position de l'étage de raidissement, on établit un modèle de la structure avec une inertie constante des poteaux sur toute sa hauteur.

Les résultats trouvés sont présentés ci-dessous :

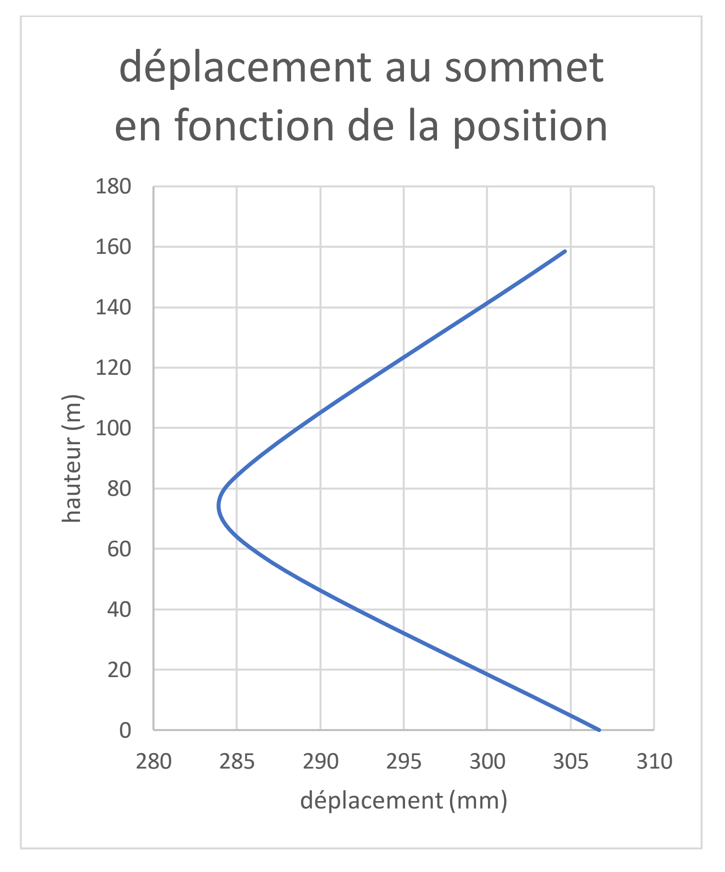


Figure 56 Position optimale de l'ER avec section constante des poteaux (43 étages)

La position optimale devient alors à mi-hauteur de la structure.

Ainsi on constate qu'effectivement la position optimale de l'étage de raidissement est influencé par l'inertie des poteaux.

Pour ce qui suit on adopte une section constante des poteaux sur toute la hauteur.

2.2.2 Comparaison du déplacement en tête de tour sous l'effet du vent :

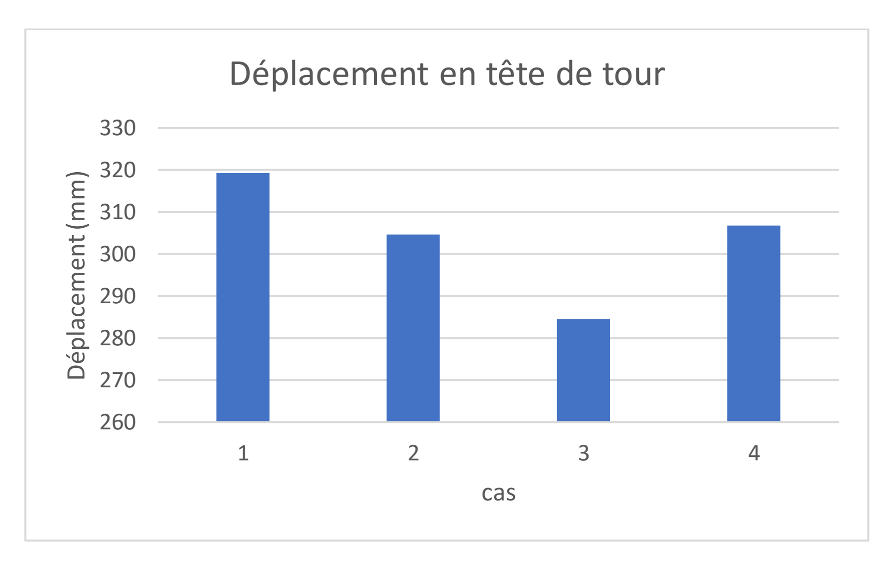


Figure 57 Comparaison des déplacements au sommet (43 étages)

Avec :

- 1 : structure sans étage de raidissement
- 2 : étage de raidissement en tête de tour
- 3 : étage de raidissement au milieu
- 4 : étage de raidissement au niveau 0

2.2.3 Influence de l'étage sur les déplacements latéraux :

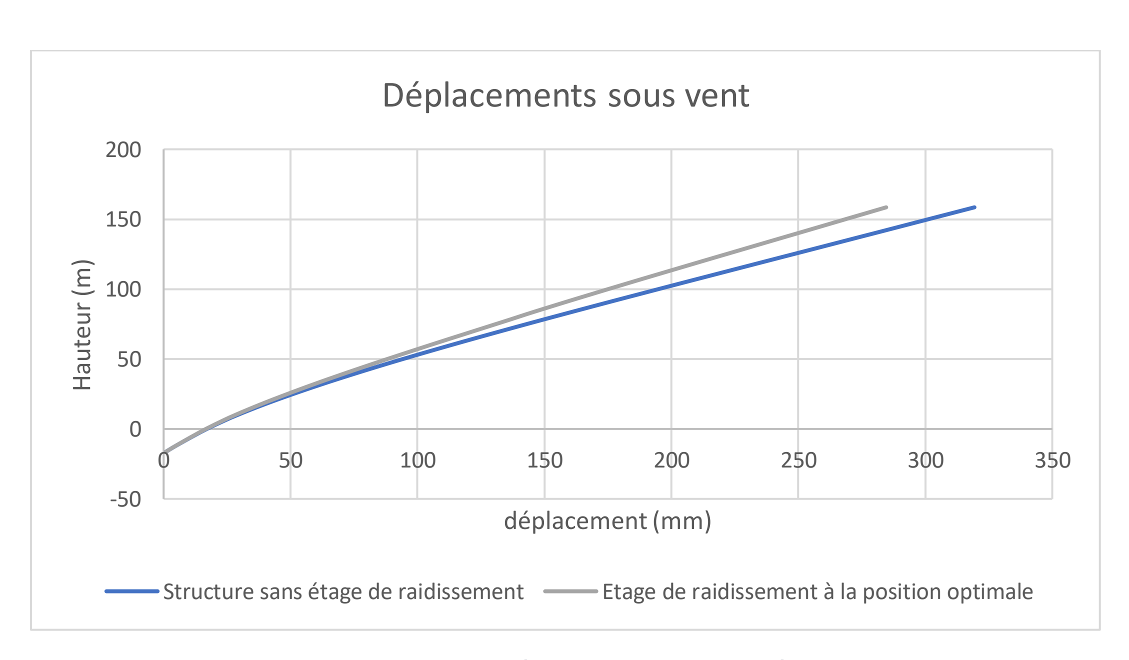


Figure 58 Comparaison des déplacements sous vent (43 étages)

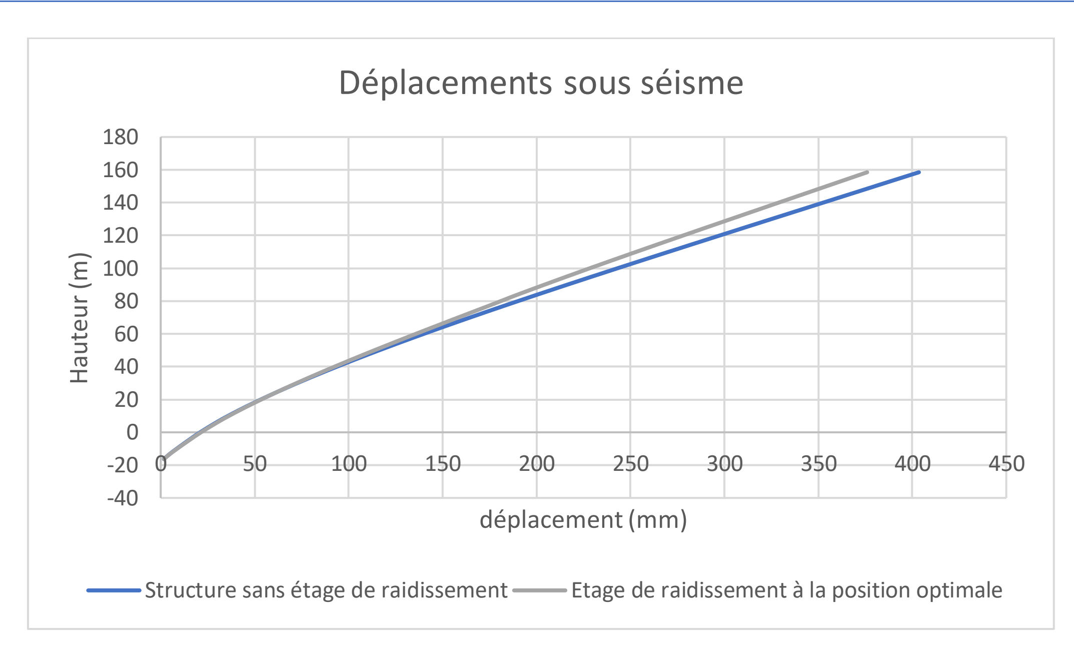


Figure 59 Comparaison des déplacements sous vent (43 étages)

2.2.4 Détermination des épaisseurs des voiles du noyau central :

Les épaisseurs sont déterminées en vérifiant les conditions sur les déplacements citées au chapitre vérifications et dimensionnement, et les conditions de résistance des voiles.

Lorsqu'on atteint la hauteur 158m on remarque que la condition de limitation du déplacement en tête de tour devient prépondérante.

Les épaisseurs nécessaires pour cette structure avec et sans étage de raidissement sont présentées ci-dessous :

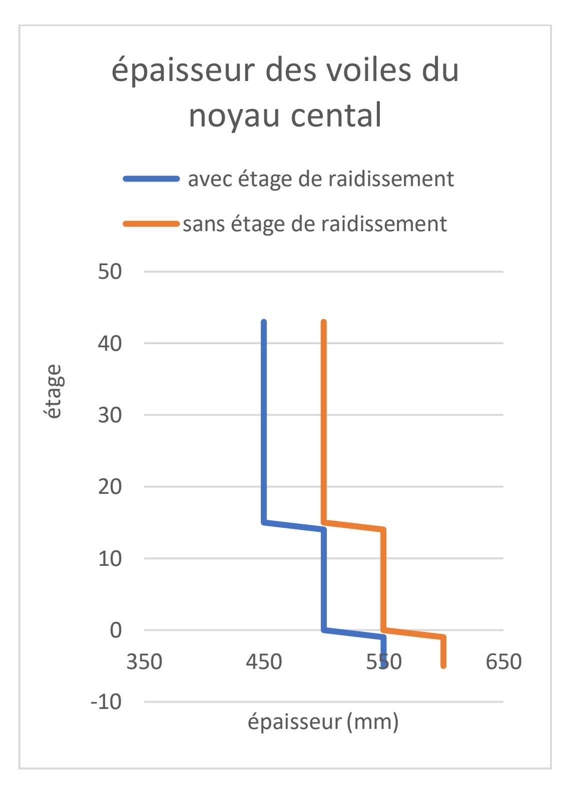


Figure 60 Comparaison des épaisseurs des voiles (43 étages)

2.2.5 *Effet sur le volume de béton utilisé :*

	Epaisseurs (mm)		**Volume (m3)**	
Hauteur de l'étage	AER	SER	AER	SER
4,5	450	500	267,3	297
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6

3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	450	500	213,84	237,6
3,6	500	550	237,6	261,36
3,6	500	550	237,6	261,36
3,6	500	550	237,6	261,36
3,6	500	550	237,6	261,36
3,6	500	550	237,6	261,36
3,6	500	550	237,6	261,36
3,6	500	550	237,6	261,36
3,6	500	550	237,6	261,36
3,6	500	550	237,6	261,36
3,6	500	550	237,6	261,36
3,6	500	550	237,6	261,36
4	500	550	264	290,4
3,4	500	550	224,4	246,84
6,2	500	550	409,2	450,12
4,3	500	550	283,8	312,18
3	550	600	217,8	237,6
3	550	600	217,8	237,6
3	550	600	217,8	237,6
3	550	600	217,8	237,6
VOLUME DES RAIDISSEURS			210,6	0
		Total	**11131,62**	**12074,7**

Tableau 36 Volume des voiles du noyau central (43 étages)

Ainsi le volume de béton économisé par l'ajout d'étage de raidissement est égal à $\mathbf{943}\ \boldsymbol{m^3}$, c'est-à-dire que l'ajout d'un étage de raidissement réduit de 7,8 % le volume des voiles du noyau central.

2.3 Modèle de la tour de 183.7m :

2.3.1 Etude de l'effet d'un seul étage de raidissement :

Pour ce modèle on adopte une section constante des poteaux sur toute la hauteur de la tour, et des raidisseurs de 500mm d'épaisseur.

a. Position optimale des raidisseurs :

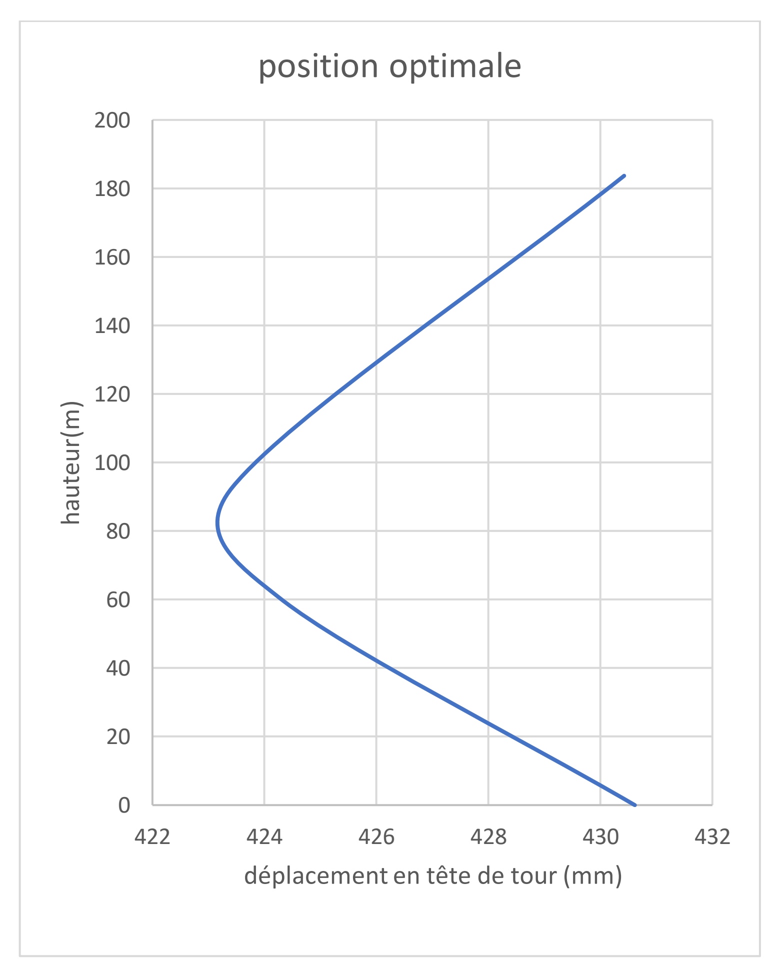


Figure 61 Position optimal d'un seul ER (50 étages)

On remarque que la position de l'étage raidisseur est au milieu de la structure du moment qu'on a gardé une section constante des poteaux. Quand on diminue la section des poteaux en hauteur ceci décale la position de l'étage raidisseur vers le bas comme on a vu pour la structure à 38 et 43 étages.

b. *Comparaison du déplacement en tête de tour sous l'effet du vent*

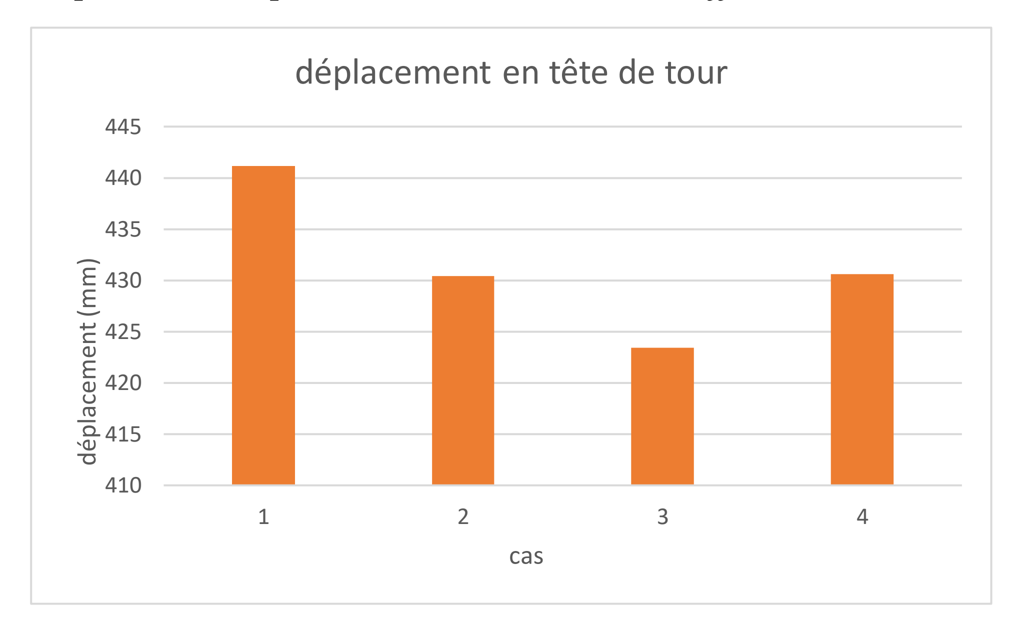


Figure 62 Comparaison des déplacements au sommet (50 étage, 1ER)

1 : structure sans étage de raidissement

2 : étage de raidissement en tête de tour

3 : étage de raidissement au milieu

4 : étage de raidissement en bas

c. *Influence de l'étage sur les déplacements latéraux :*

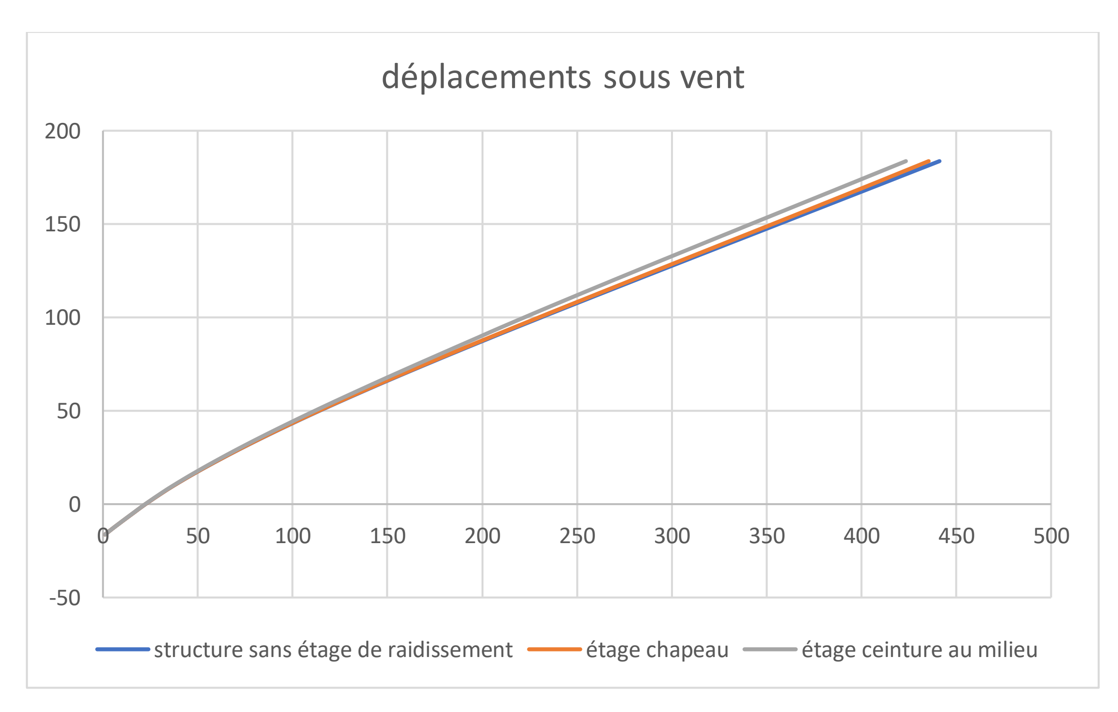


Figure 63 Comparaison des déplacements sous vent (50 étages, 1ER)

d. *Influence sur l'épaisseur des voiles du noyaux central :*

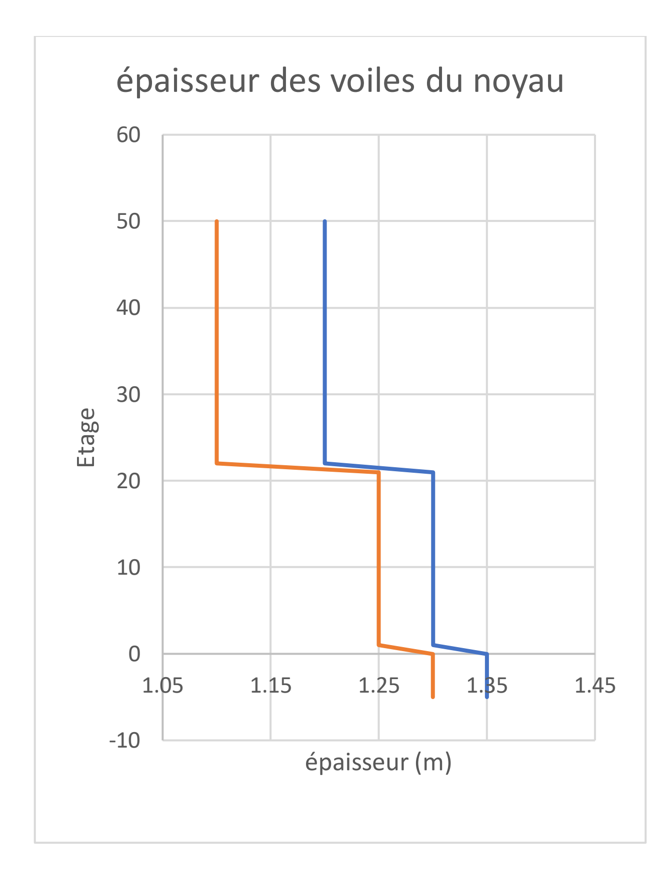


Figure 64 Comparaison des épaisseurs des voiles (50 étages, 1ER)

e. *Effet sur le volume de béton utilisé :*

Système	**SER**	**AER**
Volume des voiles principaux du noyau central (m3)	33037,62	31022,64
Volume des raidisseurs		282,6
total	33037,62	30740,04

Tableau 37 Volume des voiles du noyau central (50 étages, 1 ER)

On constate alors que l'ajout d'un seul étage permet d'économiser à peu près $2297{,}58\ m^3$ de béton. Ceci pousse à se demander si l'on ne pourrait pas économiser plus de béton en ajoutant un étage raidisseur de plus. Cette possibilité est élaborée dans le paragraphe suivant.

2.3.2 *Etude de l'effet de 2 étages de raidissement :*

a. *Position optimale des étages de raidissement :*

Pour ce modèle on peut envisager 2 étages de raidissement vu que la hauteur le permet. On place alors 2 étages selon 3 position :

- Un au sommet et un au milieu (cas 1)
- Un au 1/3 de la hauteur à partir du sommet, et l'autre au milieu (cas 2)
- Les deux au 1/3 de part et d'autre de la structure (cas 3)

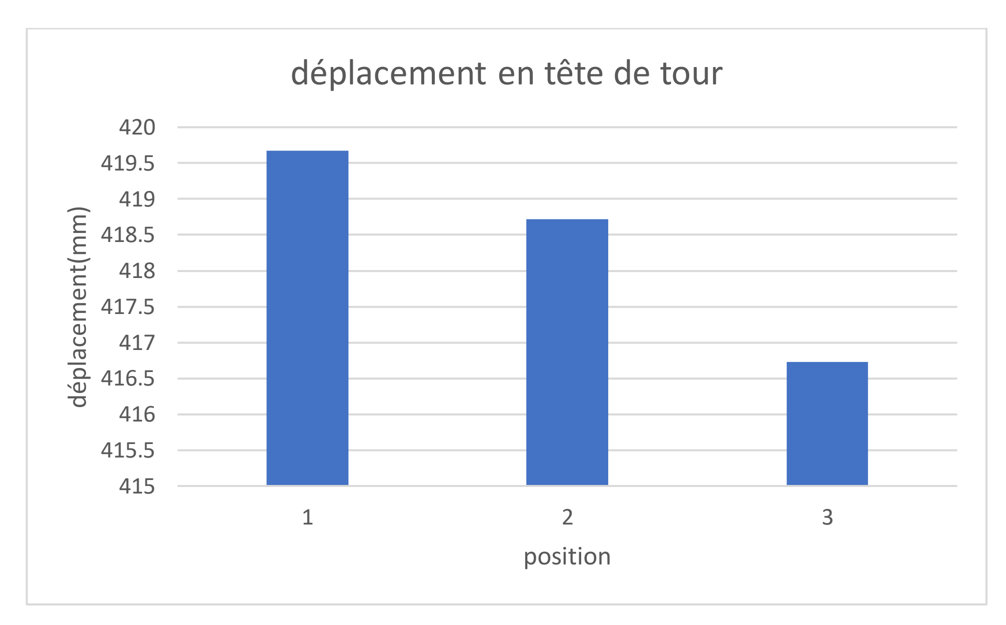


Figure 65 Comparaison des déplacements au sommet (50 étages)

L'emplacement optimal pour une structure à deux étages raidisseurs est à un tiers et deux tiers de sa hauteur ce qui correspond aux règles générales par rapport à l'emplacement optimal des étages de raidissement.

Ainsi, on compare le déplacement au sommet de la structure avec 0, 1 et 2 étages de raidissement :

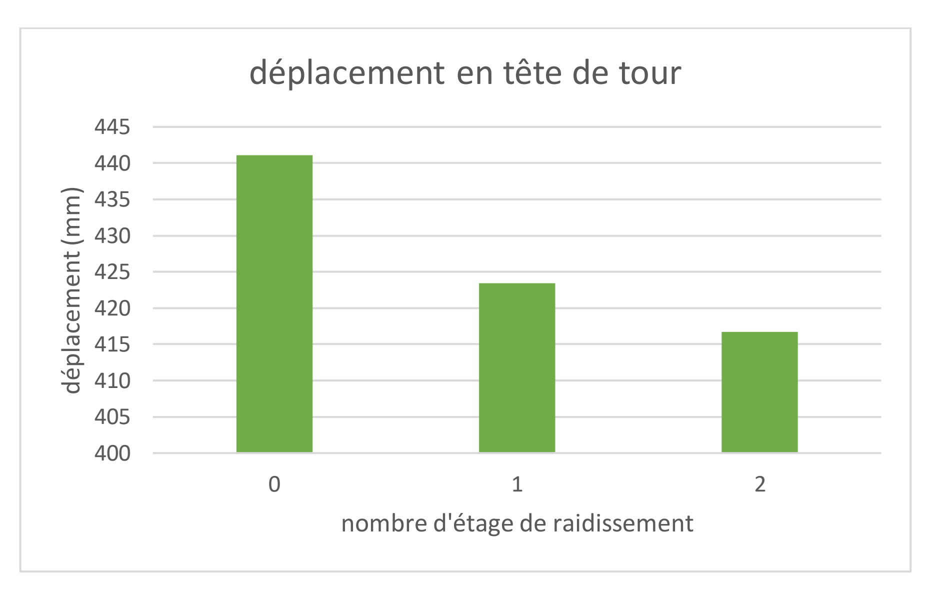


Figure 66 Déplacement en tête de tour en fonction de l'étage de raidissement

b. Influence de l'étage sur les déplacements latéraux :

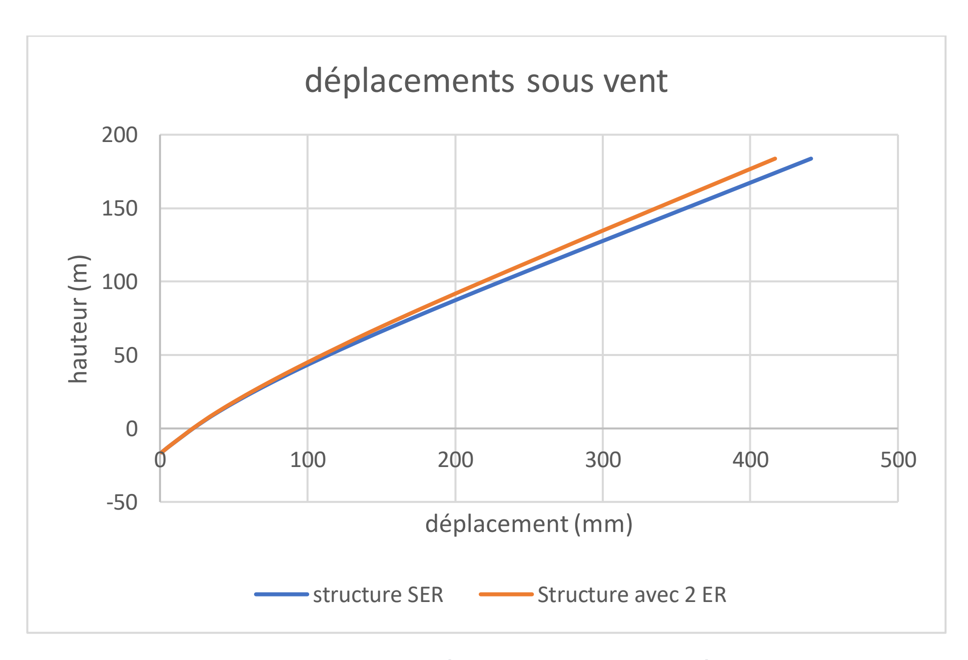


Figure 67 Comparaison des déplacements sous vent (50 étages, 2 ER)

c. Influence sur l'épaisseur des voiles du noyaux central :

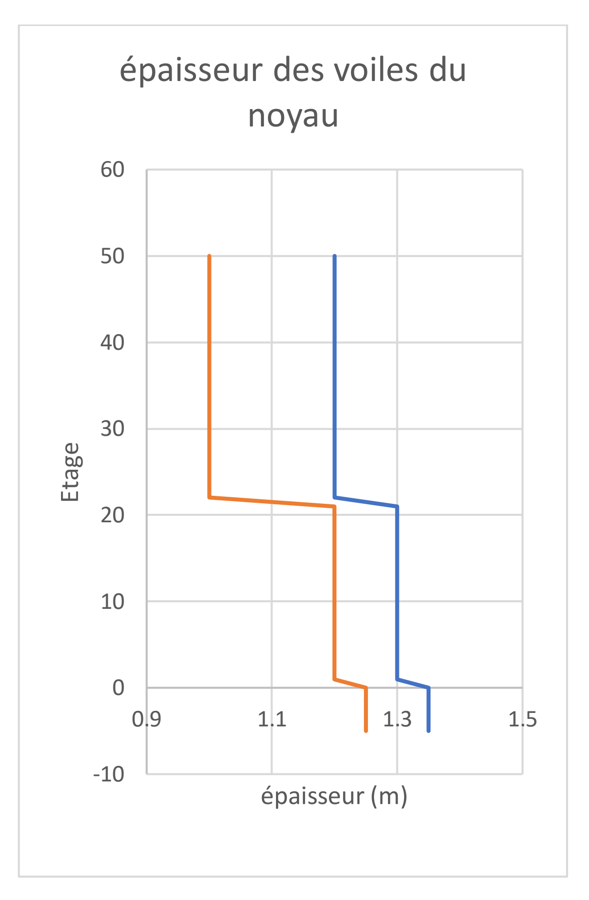


Figure 68 Comparaison des épaisseurs des voiles (50 étages, 2ER)

d. Effet sur le volume de béton utilisé :

Structure	**SER**	**1ER**	**2ER**
Volume des voiles du noyau (m^3)	33037,62	31022,64	29007,66
Volume des raidisseurs (m^3)	0	282,6	565,2
Total(m^3)	33037,62	31305,24	29572,86
Volume de béton économisé (m^3)		2297,58	3464,76

Tableau 38 Comparaison du volume des voiles du noyau (50 étages)

Conclusion :

Le système noyau-étage de raidissement ne peut être considéré efficace qu'à partir de hauteurs assez importantes. Il permet d'économiser sur les épaisseurs des éléments du noyau central, et dans certain cas, d'atteindre des hauteurs élevées que le noyau seul ne pourrait pas atteindre.

On a vu que la position optimale d'une structure à un seul étage de raidissement se trouve à la moitié de sa hauteur. L'emplacement optimale de 2 étages de raidissement est au tiers et deux tiers de la hauteur de la tour. Pour un système à 3 étages raidisseurs, leurs emplacements respectifs devraient être au quart, la moitié, et trois-quarts de la hauteur, et ainsi de suite. Par conséquent, pour une performance optimale d'une structure à étages de raidissement, les étages

devraient en général se situer à (1/n+1), (2/n+1), (3/n+1), … , (n/n+1) sur la hauteur de la structure.

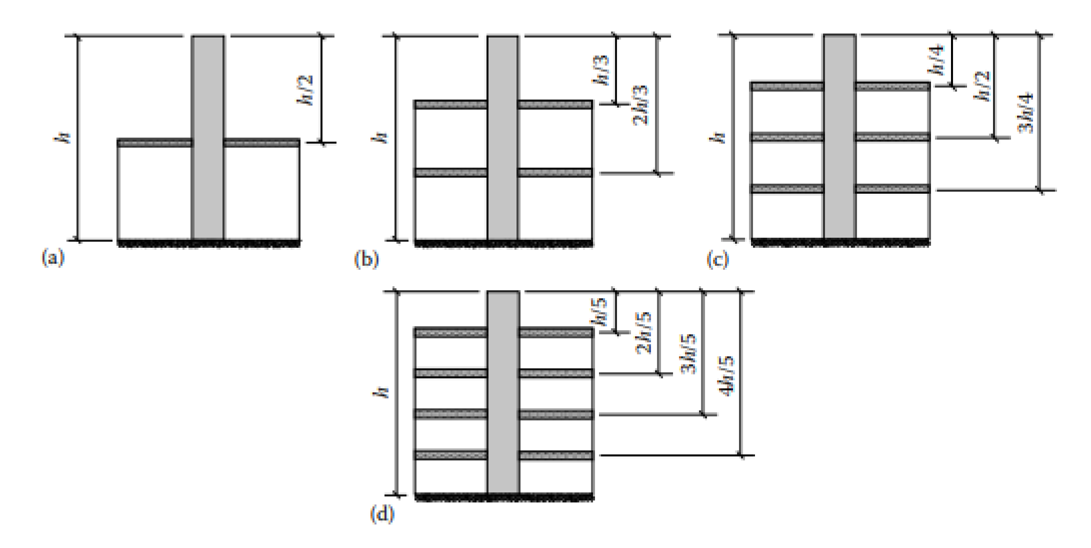


Figure 69 Position optimale des étages de raidissement

Cependant cette règle générale n'est valable que pour certaines structures remplissant certains critères par rapport à la régularité des inerties de poteaux et de voiles. Elle est aussi conditionnée par les contraintes architecturales. En effet, l'ajout de voiles supplémentaires dans un étage, limite l'espace exploitable de ce dernier et peut nuire au concept architectural. Ces étages sont donc souvent consacrés aux locaux techniques.

Ainsi, l'architecte et l'ingénieur devraient trouver un compromis pour positionner ces raidisseurs, vu que même à des niveaux entièrement différents des emplacements optimales, ce système peut être bénéfique.

Conclusion générale

Dans cette étude je me suis intéressée à la conception, la vérification et le dimensionnement d'une tour en béton armé aux Eurocodes vis-à-vis des effets du vent et du séisme.

J'ai donc commencé par le choix de la conception et la détermination des différentes charges à considérer conformément aux spécifications des règlements pour élaborer les plans de chargement de la structure.

La tour a été calculée vis-à-vis du séisme suivant une approche dynamique vu qu'elle ne remplissait pas les critères du RPS 2000 par rapport au choix de l'approche statique équivalente. Un calcul manuel approché des effets du vent a été effectué puis comparé aux résultats du logiciel. Les résultats de ces calculs ont ensuite été exploités pour vérifier la tour et dimensionner ses éléments verticaux.

Je me suis alors basée sur cette première partie pour effectuer une comparaison entre le système à noyau central et le système noyau-étage de raidissement pour différentes hauteurs de la tour. J'ai constaté que l'ajout d'un étage de raidissement augmente la résistance de la structure par rapport au forces latérales et est efficace pour assurer la stabilité de la structure par rapport aux déformations latérales. Son efficacité est conditionnée par plusieurs paramètres : la hauteur de l'ouvrage, le nombre et la position des étages de raidissement, la forme du bâtiment et la rigidité du noyau central.

En réalité cette étude n'est pas vraiment complète. Il est alors recommandé d'effectuer une étude en phase de construction de la tour afin d'étudier l'effet du retrait et du fluage sur ce type de structure. En effet, le fluage et le retrait produisent un raccourcissement du béton et cette déformation est irréversible. Ce qui implique qu'au cours de la construction et après la construction, la tour, sous l'influence de son propre poids, va se raccourcir ce qui engendre un tassement différentiel entre le noyau central et les poteaux. L'étude de ces effets permet de maitriser la hauteur totale de l'ouvrage, et de définir les dispositions à prendre en compte pour ne pas altérer les ouvrages en interface (faux plancher, façade vitrée, …). Ce problème pourrait être résolu par l'ajout d'étages de raidissement, il serait alors opportun d'étudier l'influence de ce système sur le tassement différentiel des éléments verticaux des structures.

Bibliographie :

1. Etabs user's guide
2. Etabs laretal loads manual
3. J. ROUX. – Maîtrise de l'Eurocode 2 (tome 2), G12160, 2009.
4. J. ROUX. – Pratique de l'Eurocode 2
5. V. DAVIDOVICI. – Constructions parasismiques (2009).
6. V. DAVIDOVICI. – Pratique du calcul sismique
7. BUNGALE, S. TARANATH. Reinforced concrete design of tall buildings. United States: CRC press, (2010).
8. ERIK HALLEBRAND and WILHELM JAKOBSSON – structural design of high rise buildings
9. VIKTOR CASTLEN RIST and STEFAN SVENSSON – Methodology for preliminary design of high-rise buildings.
10. P.M.B. RAJ KIRAN NANDURI, B. SURESH, MD. IHTESHAM HUSSAIN - Optimum Position of Outrigger System for High-Rise Reinforced Concrete Buildings Under Wind and Earthquake Loadings
11. NAWAR MERZA, ASHNA ZANGANA - Sizing Optimization of Structural Systems of Tall Buildings.

PFE :

12. JABIR Said et KANDOUSSI Yassine - Etude dynamique d'une tour torsadée de 43 étages (2014)

Règlements :

RPS 2000 (version 2011).

EN - 1990 Eurocode 0 : Base de calcul des structures.

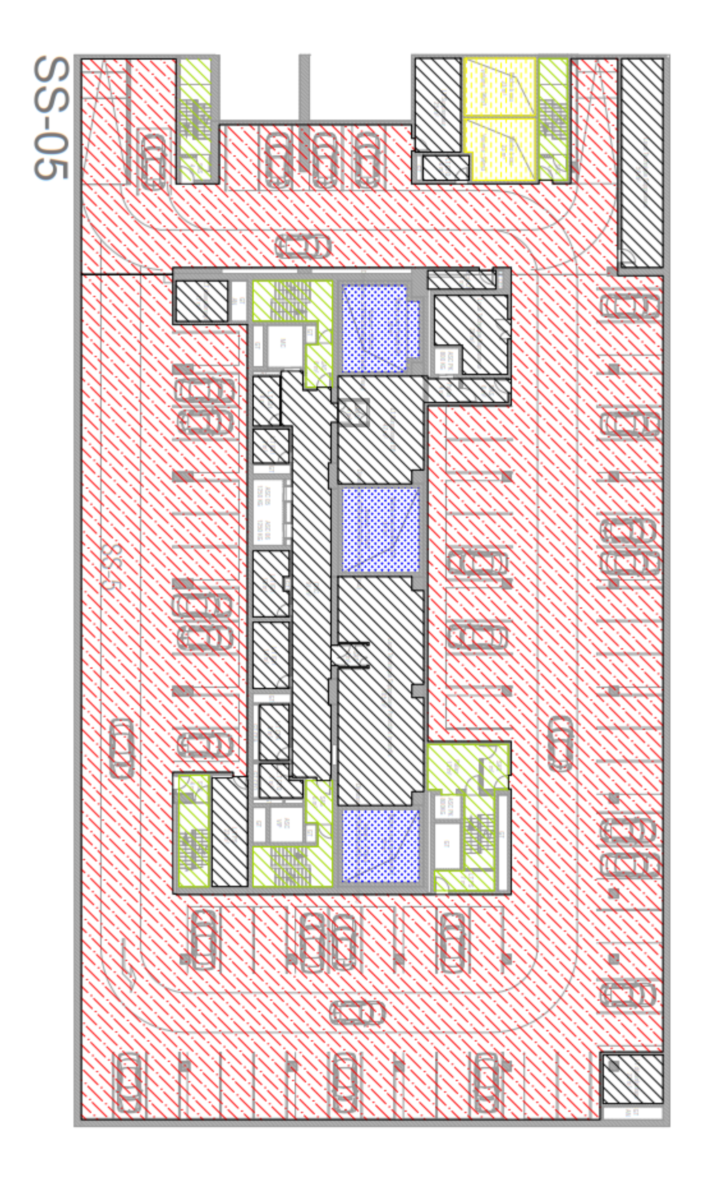
EN - 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures.

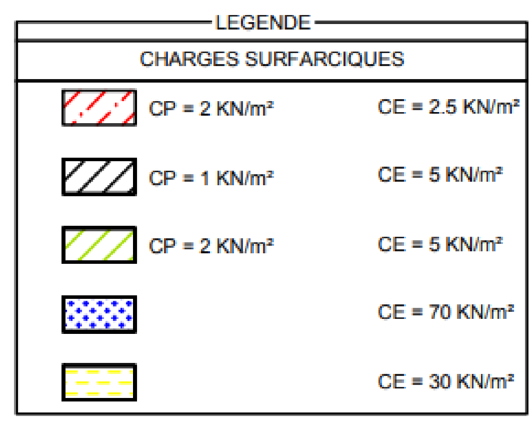
EN - 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton.

EN - 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance au séisme.

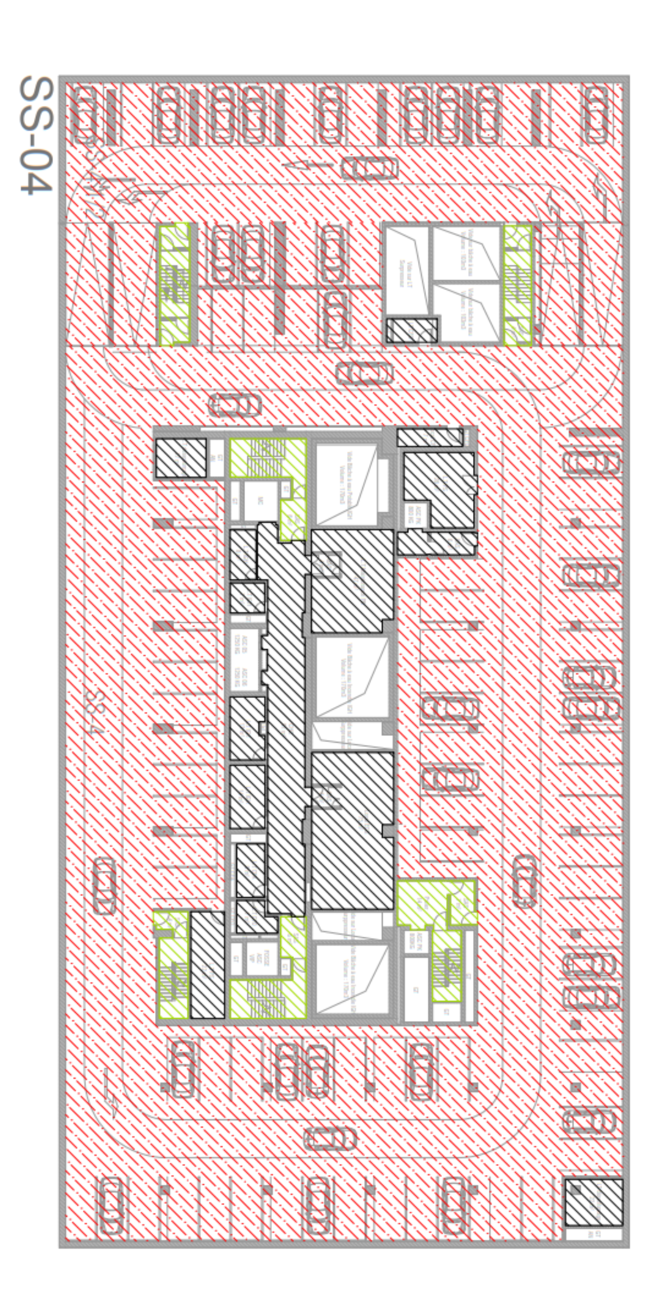
Annexes

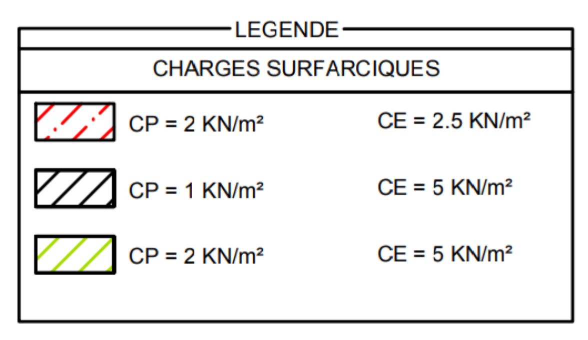
Annexe 1 : Plans de chargement



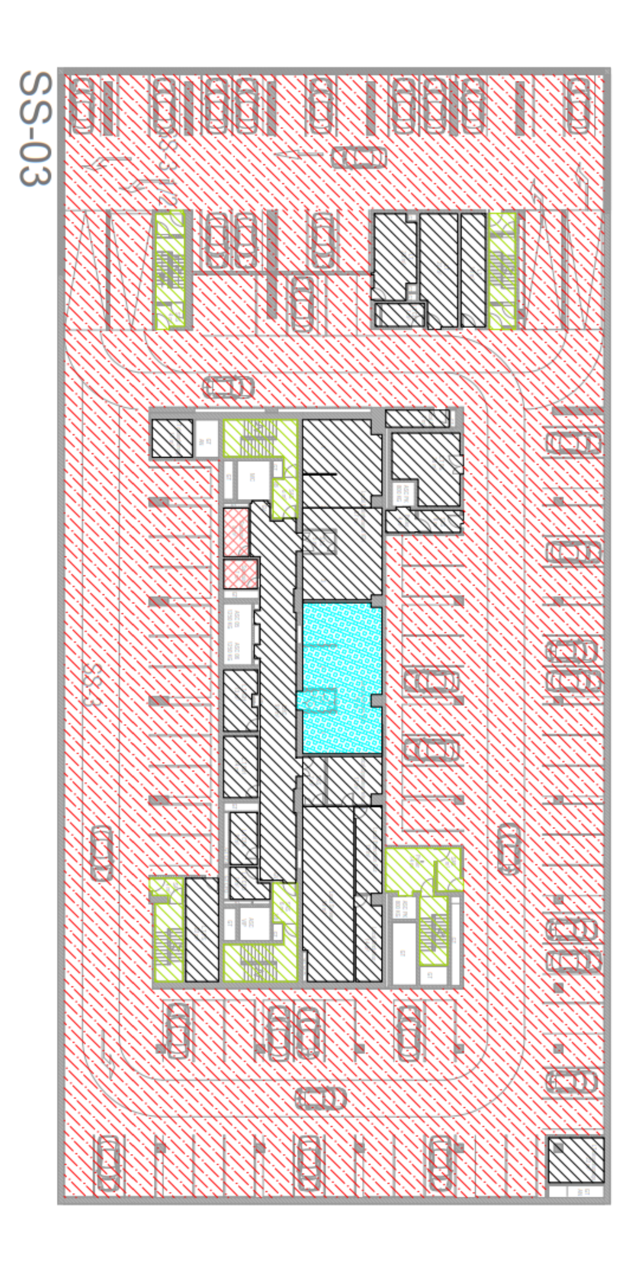


* CP = CHARGE PERMANENTE
* CE = CHARGE D'EXPLOITATION





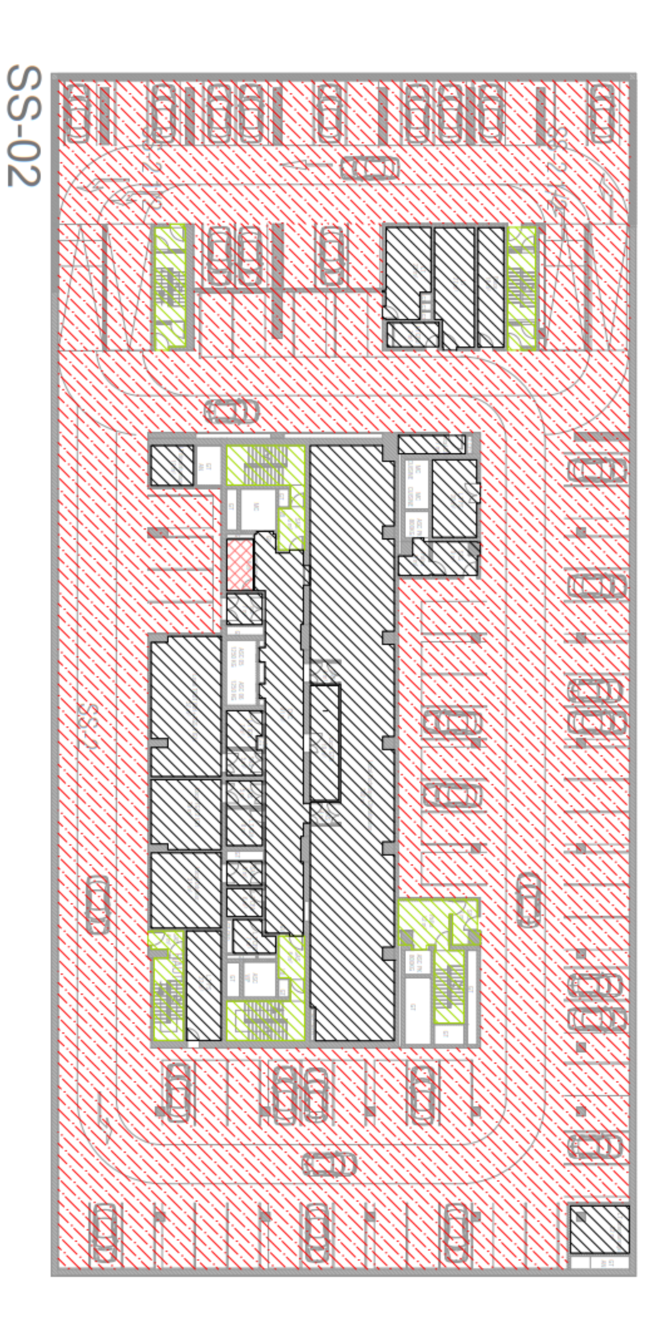
* CP = CHARGE PERMANENTE
* CE = CHARGE D'EXPLOITATION

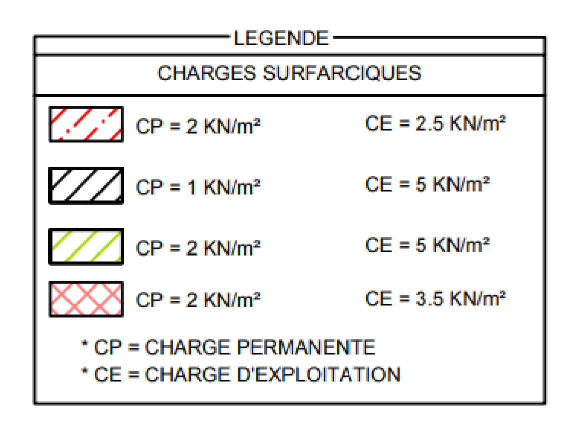


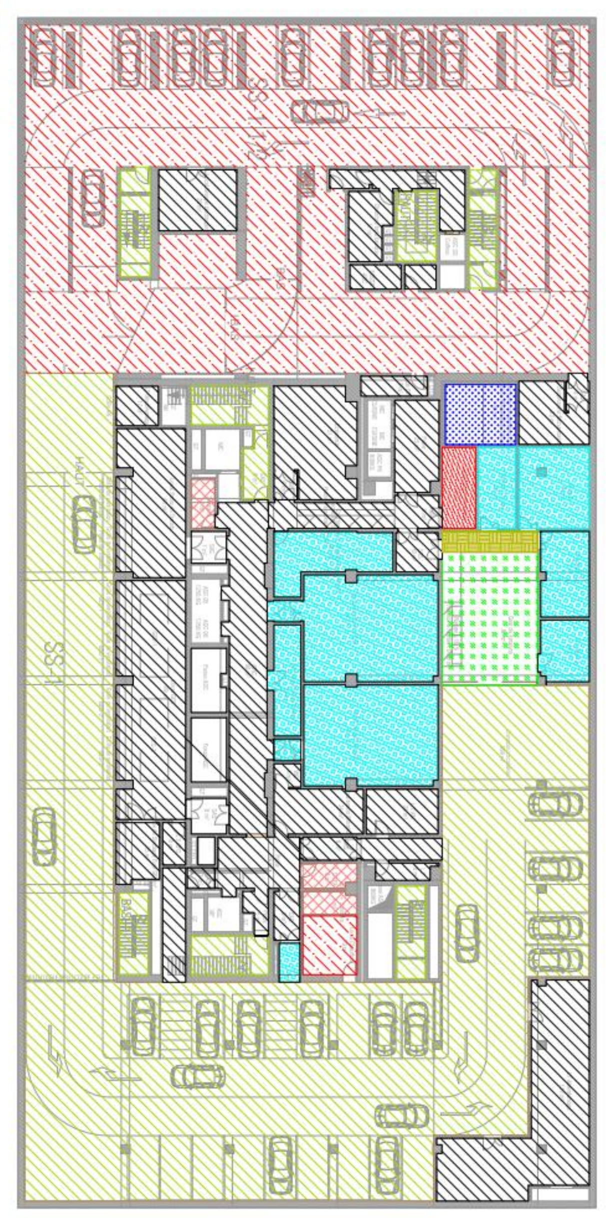
LEGENDE

CHARGES SURFARCIQUES		
(hachures rouges, trait mixte)	CP = 2 KN/m²	CE = 2.5 KN/m²
(hachures noires)	CP = 1 KN/m²	CE = 5 KN/m²
(hachures vertes)	CP = 2 KN/m²	CE = 5 KN/m²
(motif cyan)	CP = 1 KN/m²	CE = 8 KN/m²
(quadrillage rouge)	CP = 2 KN/m²	CE = 3.5 KN/m²

* CP = CHARGE PERMANENTE
* CE = CHARGE D'EXPLOITATION


SS-02


LEGENDE
CHARGES SURFARCIQUES
CP = 2 KN/m² CE = 2.5 KN/m²
CP = 1 KN/m² CE = 5 KN/m²
CP = 2 KN/m² CE = 5 KN/m²
CP = 2 KN/m² CE = 3.5 KN/m²
* CP = CHARGE PERMANENTE
* CE = CHARGE D'EXPLOITATION

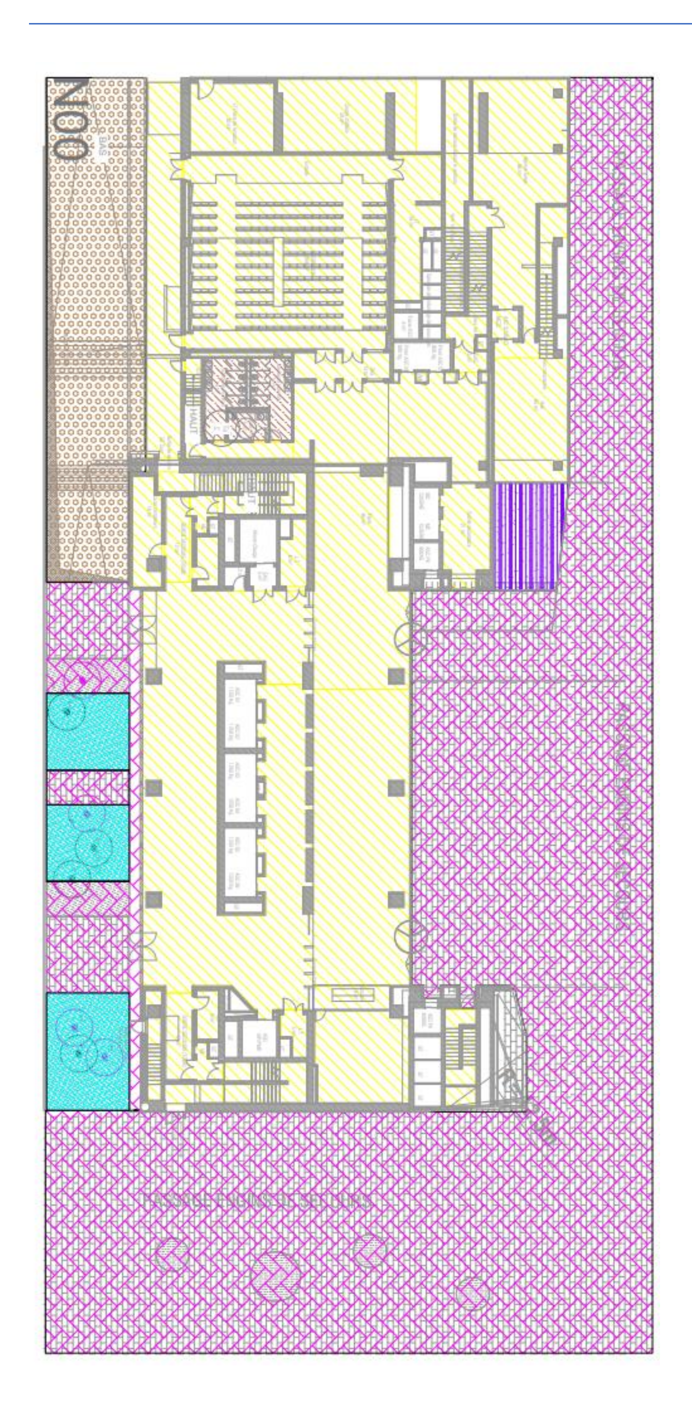


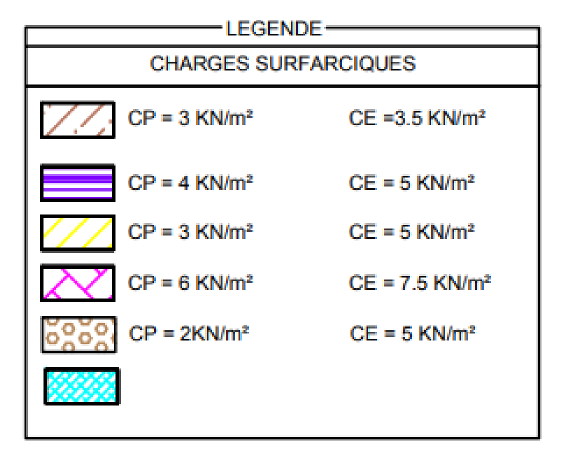
LEGENDE

CHARGES SURFARCIQUES

	CP = 2 KN/m²	CE = 2.5 KN/m²
	CP = 2 KN/m²	CE = 3.5 KN/m²
	CP = 1 KN/m²	CE = 5 KN/m²
	CP = 2 KN/m²	CE = 5 KN/m²
	CP = 1 KN/m²	CE = 8 KN/m²
	CP = 1 KN/m²	CE = 10 KN/m²
	CP = 1 KN/m²	CE = 20 KN/m²
		CE =25 KN/m²

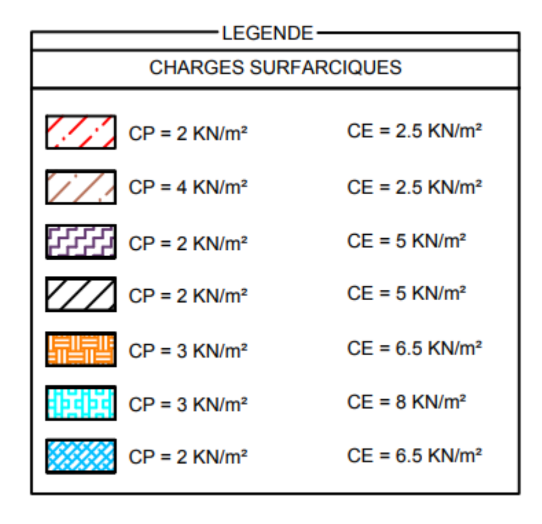
* CP = CHARGE PERMANENTE
* CE = CHARGE D'EXPLOITATION

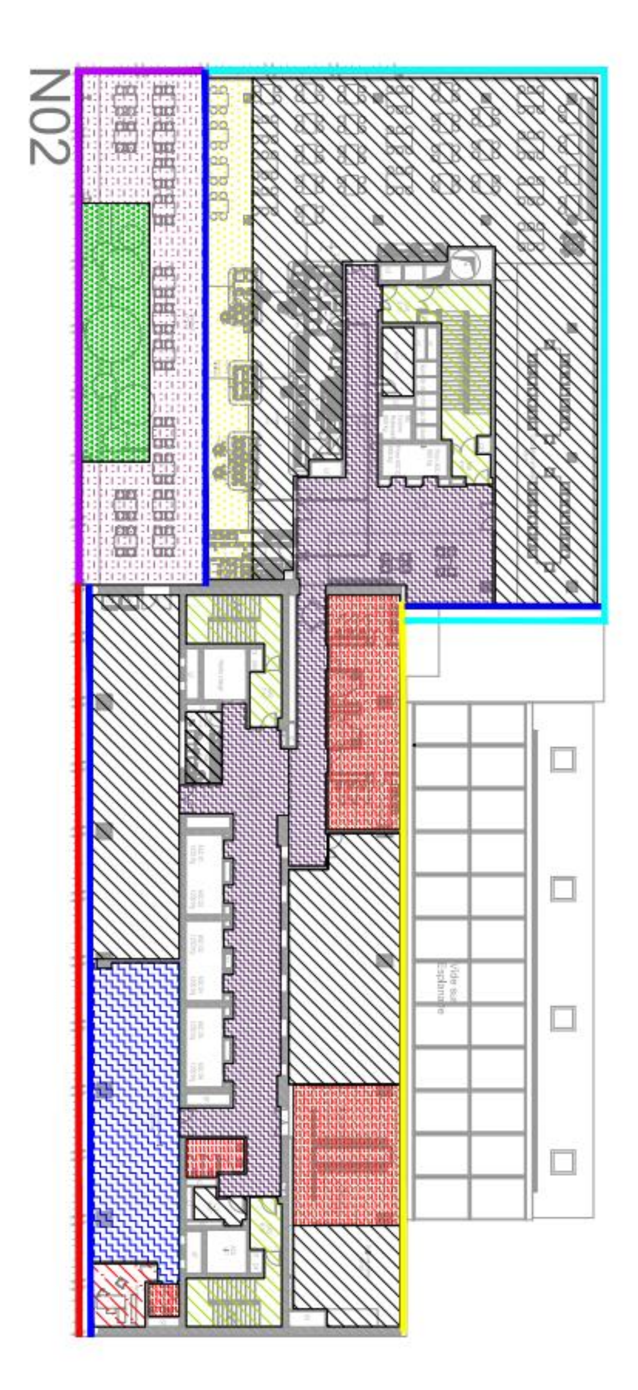




* CP = CHARGE PERMANENTE
* CE = CHARGE D'EXPLOITATION


N01
Vide sur RDC
Vide sur Esplanade
Vide sur RDC

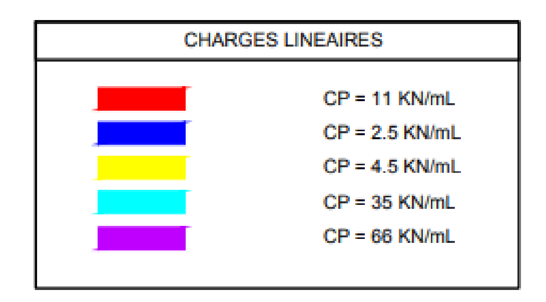

LEGENDE
CHARGES SURFARCIQUES
CP = 2 KN/m² CE = 2.5 KN/m²
CP = 4 KN/m² CE = 2.5 KN/m²
CP = 2 KN/m² CE = 5 KN/m²
CP = 2 KN/m² CE = 5 KN/m²
CP = 3 KN/m² CE = 6.5 KN/m²
CP = 3 KN/m² CE = 8 KN/m²
CP = 2 KN/m² CE = 6.5 KN/m²



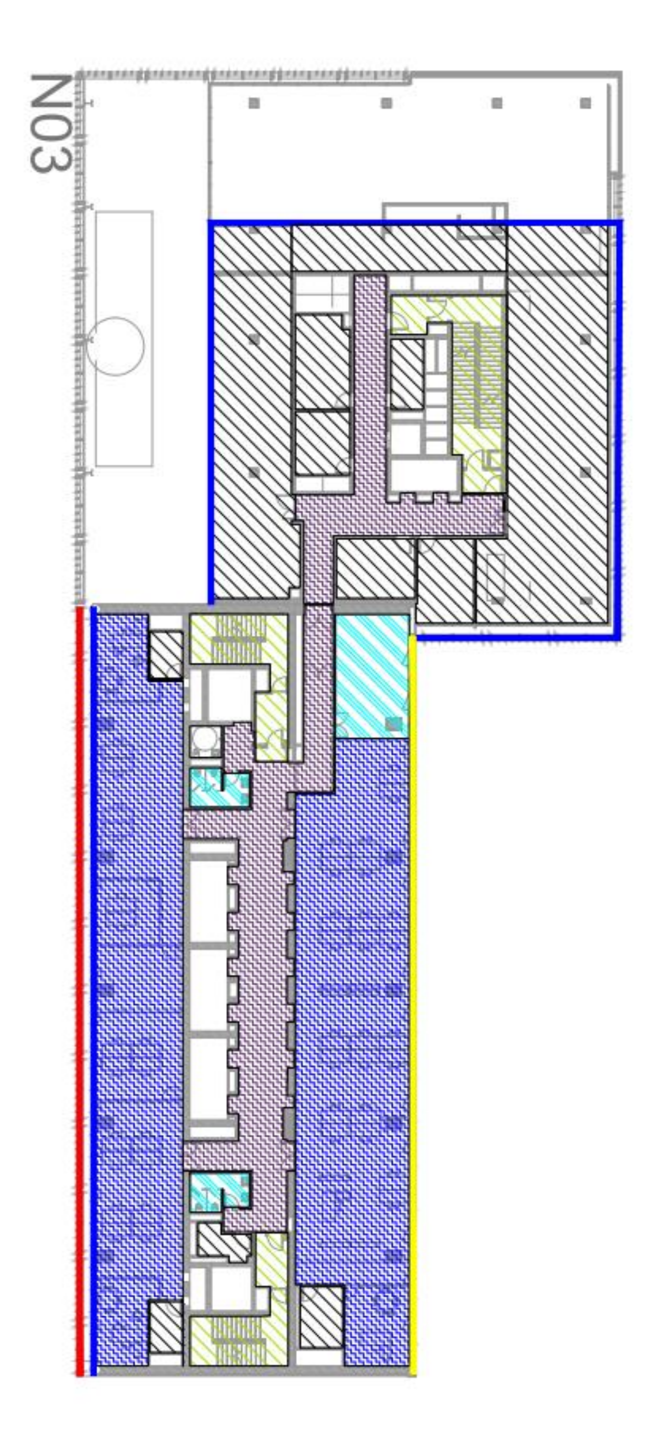
LEGENDE

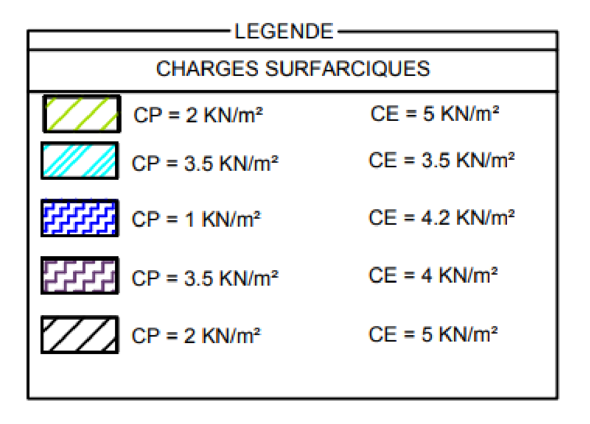
CHARGES SURFARCIQUES

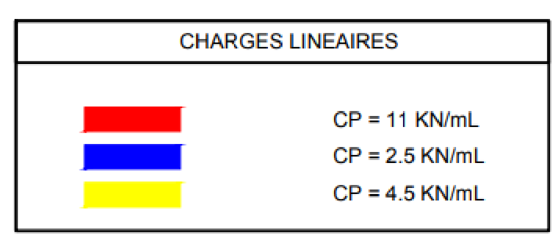
CP	CE
CP = 2.5 KN/m²	CE = 4 KN/m²
CP = 2 KN/m²	CE = 2.5 KN/m²
CP = 2 KN/m²	CE = 3.5 KN/m²
CP = 9 KN/m²	CE = 2.5 KN/m²
CP = 2 KN/m²	CE = 3.5 KN/m²
CP = 2 KN/m²	CE = 4 KN/m²
CP = 2 KN/m²	CE = 5 KN/m²
CP = 2 KN/m²	CE = 5 KN/m²
CP = 3.5 KN/m²	CE = 5 KN/m²



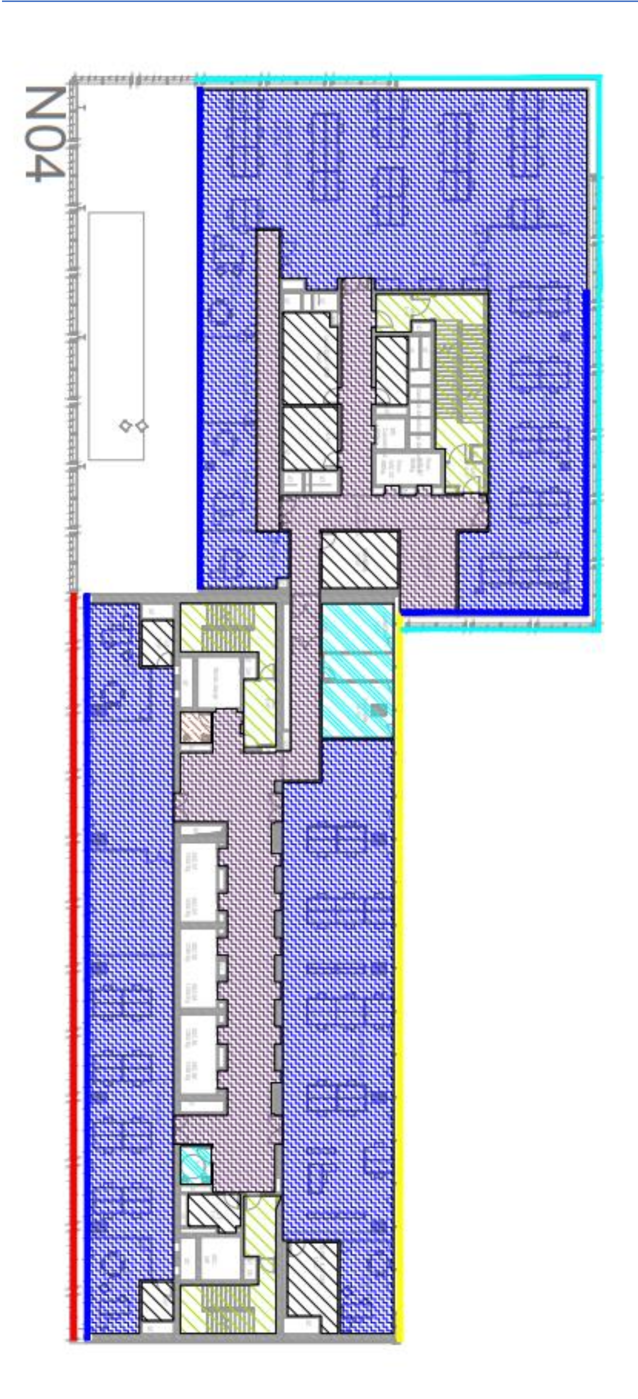
* CP = CHARGE PERMANENTE
* CE = CHARGE D'EXPLOITATION







* CP = CHARGE PERMANENTE
* CE = CHARGE D'EXPLOITATION



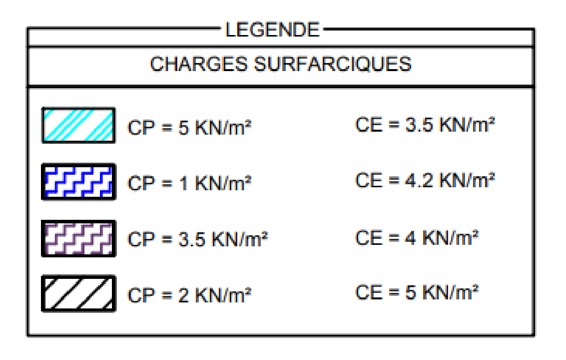
LEGENDE

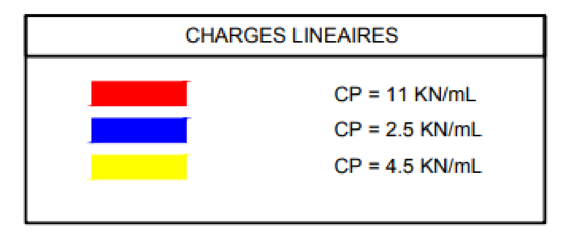
CHARGES SURFARCIQUES	
CP = 3.5 KN/m²	CE = 3.5 KN/m²
CP = 1 KN/m²	CE = 4.2 KN/m²
CP = 3.5 KN/m²	CE = 4 KN/m²
CP = 1 KN/m²	CE = 5 KN/m²
CP = 5 KN/m²	CE = 6 KN/m²
CP = 2 KN/m²	CE = 5 KN/m²

CHARGES LINEAIRES
CP = 11 KN/mL
CP = 2.5 KN/mL
CP = 4.5 KN/mL
CP = 10 KN/mL

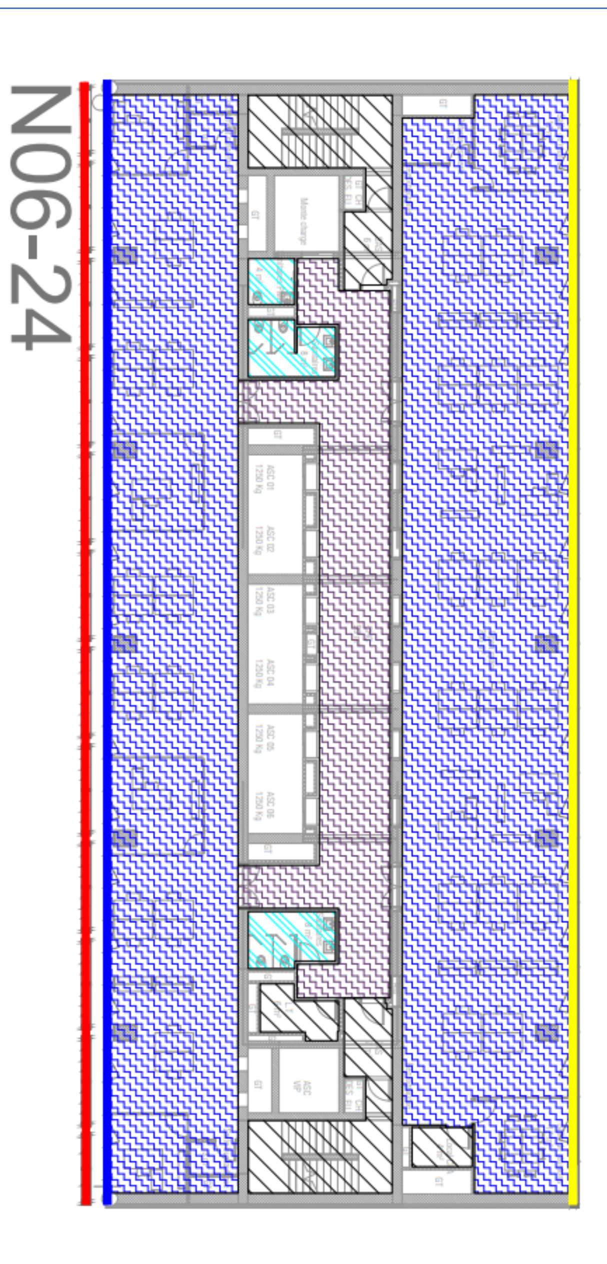
* CP = CHARGE PERMANENTE
* CE = CHARGE D'EXPLOITATION





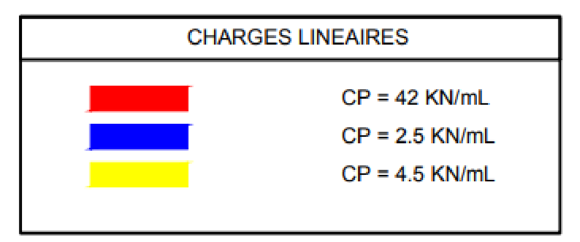


* CP = CHARGE PERMANENTE
* CE = CHARGE D'EXPLOITATION

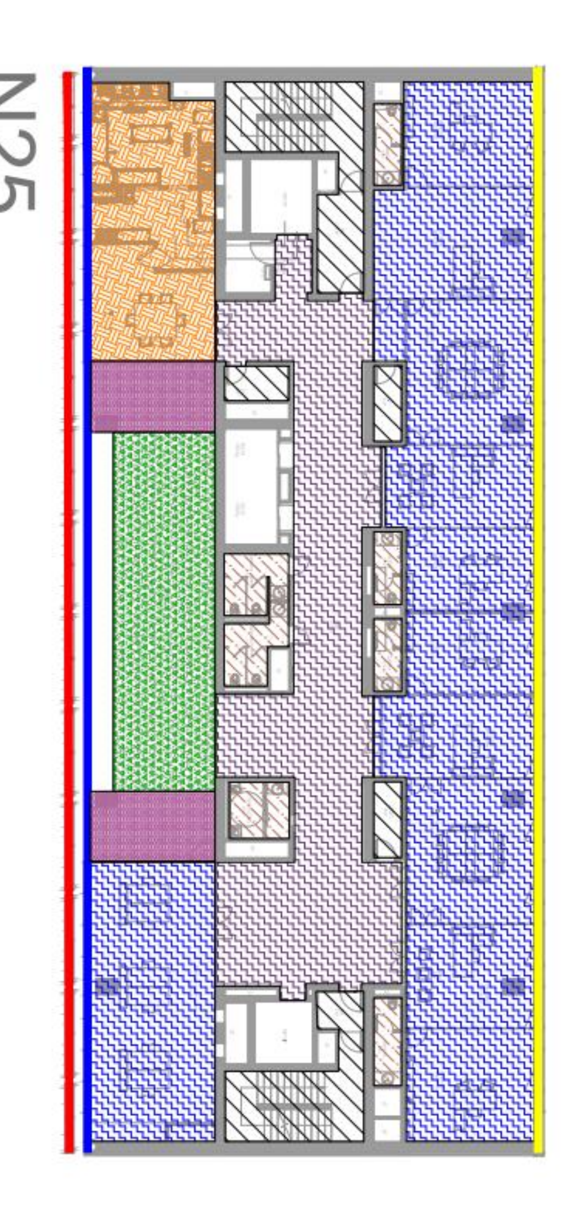


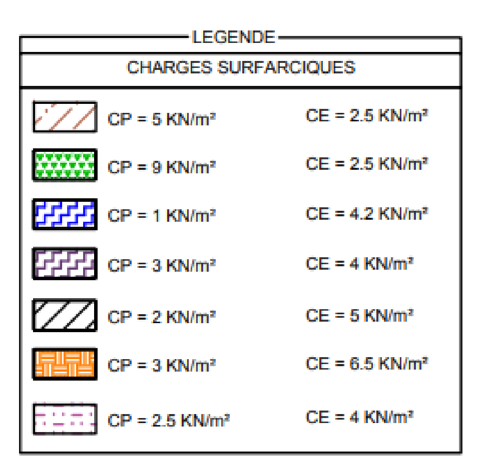
LEGENDE

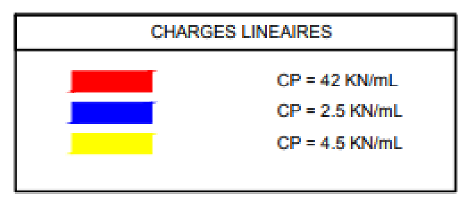
CHARGES SURFARCIQUES		
(hachures)	CP = 5 KN/m²	CE = 2.5 KN/m²
(hachures)	CP = 9 KN/m²	CE = 2.5 KN/m²
(hachures)	CP = 1 KN/m²	CE = 4.2 KN/m²
(hachures)	CP = 3 KN/m²	CE = 4 KN/m²
(hachures)	CP = 2 KN/m²	CE = 5 KN/m²
(hachures)	CP = 3 KN/m²	CE = 6.5 KN/m²
(hachures)	CP = 2.5 KN/m²	CE = 4 KN/m²



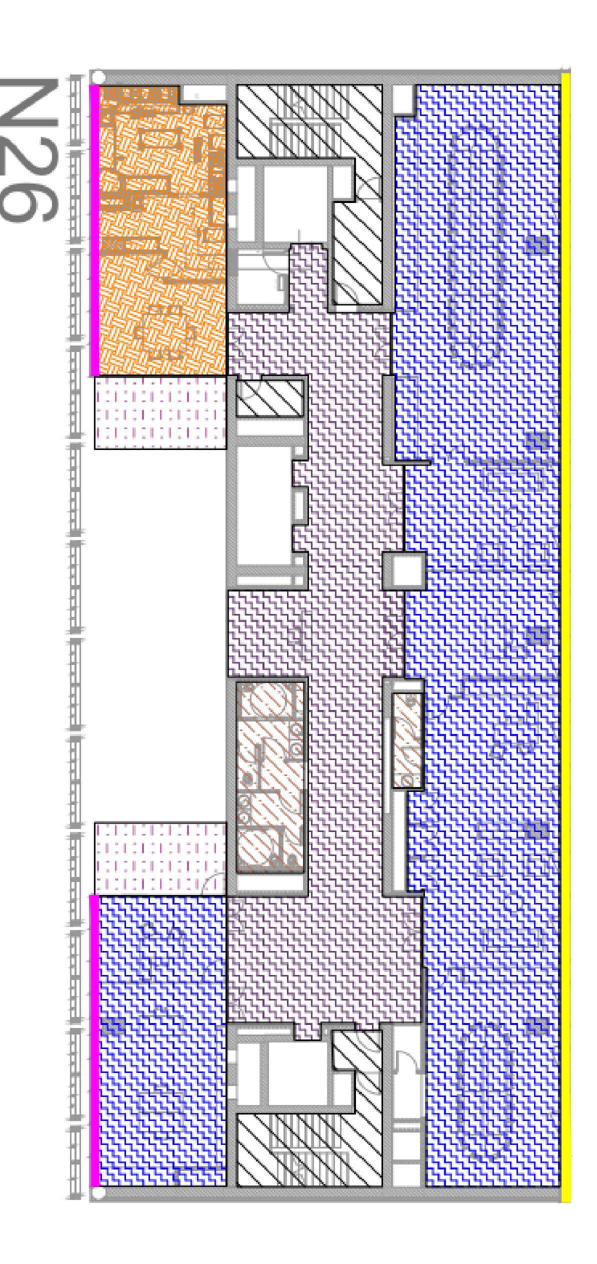
* CP = CHARGE PERMANENTE
* CE = CHARGE D'EXPLOITATION





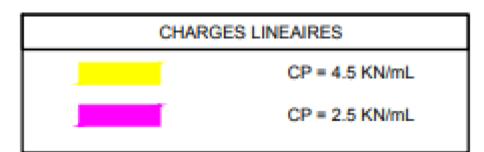


* CP = CHARGE PERMANENTE
* CE = CHARGE D'EXPLOITATION



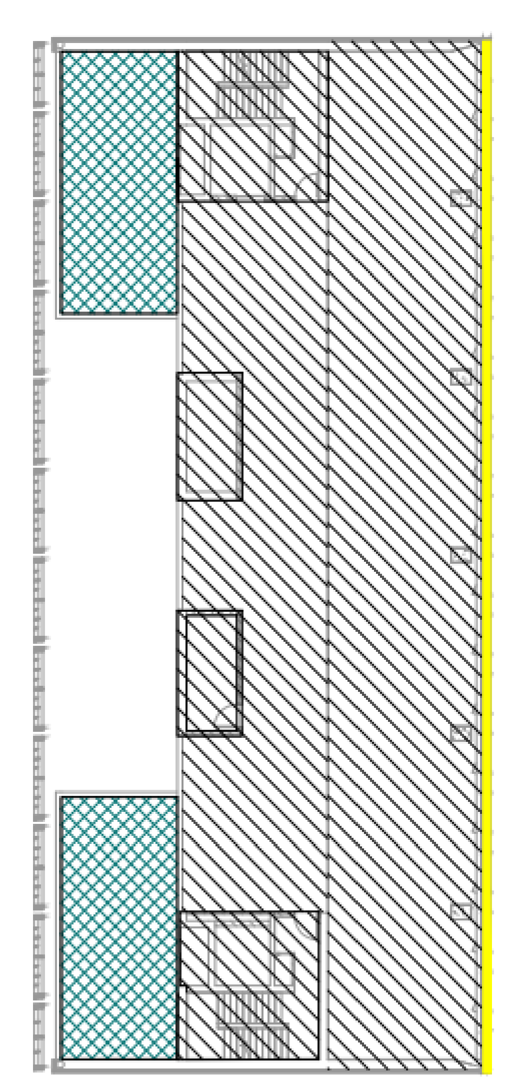
LEGENDE

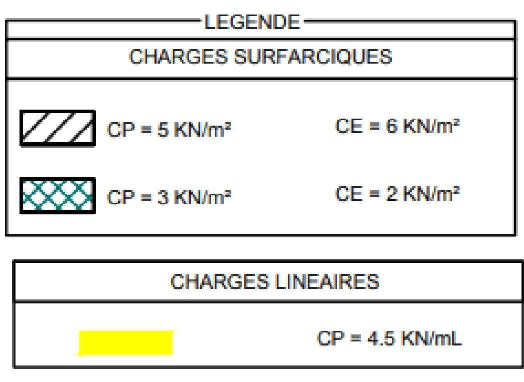
CHARGES SURFARCIQUES		
	CP = 5 KN/m²	CE = 2.5 KN/m²
	CP = 1.25 KN/m²	CE = 4.2 KN/m²
	CP = 3 KN/m²	CE = 4 KN/m²
	CP = 2 KN/m²	CE = 5 KN/m²
	CP = 3 KN/m²	CE = 6.5 KN/m²
	CP = 1.5 KN/m²	CE = 2.5 KN/m²



CHARGES LINEAIRES	
	CP = 4.5 KN/mL
	CP = 2.5 KN/mL

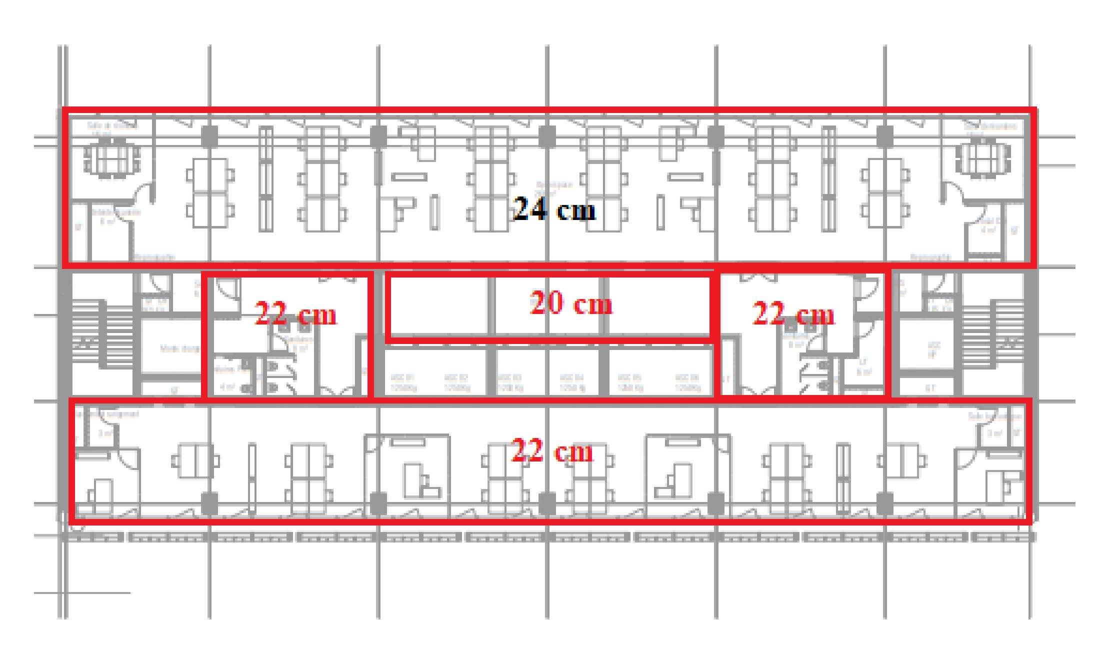
* RECHARGE 20 cm BÉTON LÉGER 800 Kg/m³
* CP = CHARGE PERMANENTE





* CP = CHARGE PERMANENTE
* CE = CHARGE D'EXPLOITATION

Annexe 2 : Prédimensionnement des planchers



Annexe 3 : Calcul manuel du vent sur la façade Nord-Sud

Données fixes

zo,II	Longueur de rugosité de référence	m	0,05
zt	Hauteur de référence	m	200
Lt	Échelle de référence	m	300
ρ	Masse volumique de l'air	kg/m3	1,25
T	Période de référence	sec	600

Calculs

vb,o	Valeur de base de la vitesse de référence	m/s	22
zo	Longueur de rugosité	m	0,005
zmin	Hauteur minimale	m	1
kl	Coefficient de turbulence		0,99998
α	Exposant		0,405
L(zmin)	Échelle de turbulence		35,076
zs	Hauteur de référence	m	62,7
L(zs)	Échelle de turbulence	m	187,523
B²	Coefficient de réponse quasi-statique		0,559
n1,x	Fréquence fondamentale de flexion	Hz	0,440
d/b	Rapport des dimensions en plan		0,447
cf,0	Coefficient de force de section rectangulaire		2,215
λ	Élancement effectif		4,447

Ψρ	Facteur de réduction		1
Ψλ	Facteur d'effet d'extrémité		0,77360363
cf	Coefficient de force		1,69995283
kr	Facteur de terrain		0,16171623
cr(zs)	Coefficient de rugosité		1,5260641
vb	Vitesse de référence du vent	m/s	22
vm(zs)	Vitesse moyenne du vent	m/s	33,5734101
δa	Décrément logar. d'amortiss. aérodyn.		1,4313E-05
δs	Décrément logar. d'amortiss. structural		0,1
δd	décr. logar. d'amortiss. dus aux amortisseurs		1
δ	Décrément logar. d'amortiss.		1,10001431
n	Fréquence		0,44019139
vm(zs)	Vitesse moyenne du vent à la cote zs		33,5734101
fL(zs,n)	Fréquence adimensionnelle		2,459
ηh			6,30260672
Rh(ηh)	Fonction d'admittance aérodynamique		0,14607734
ηβ			2,83466522
Rb(ηb)	Fonction d'admittance aérodynamique		0,29076481
R^2	Coefficient de réponse résonnante		0,0138
ν	Fréquence de franchissement	Hz	0,0684
Iv(zmin)	Intensité de turbulence		0,18873872
Iv(zs)	Intensité de turbulence		0,10596923
kp	Facteur de pointe		3
cscd	Coefficient structural		0,85057234

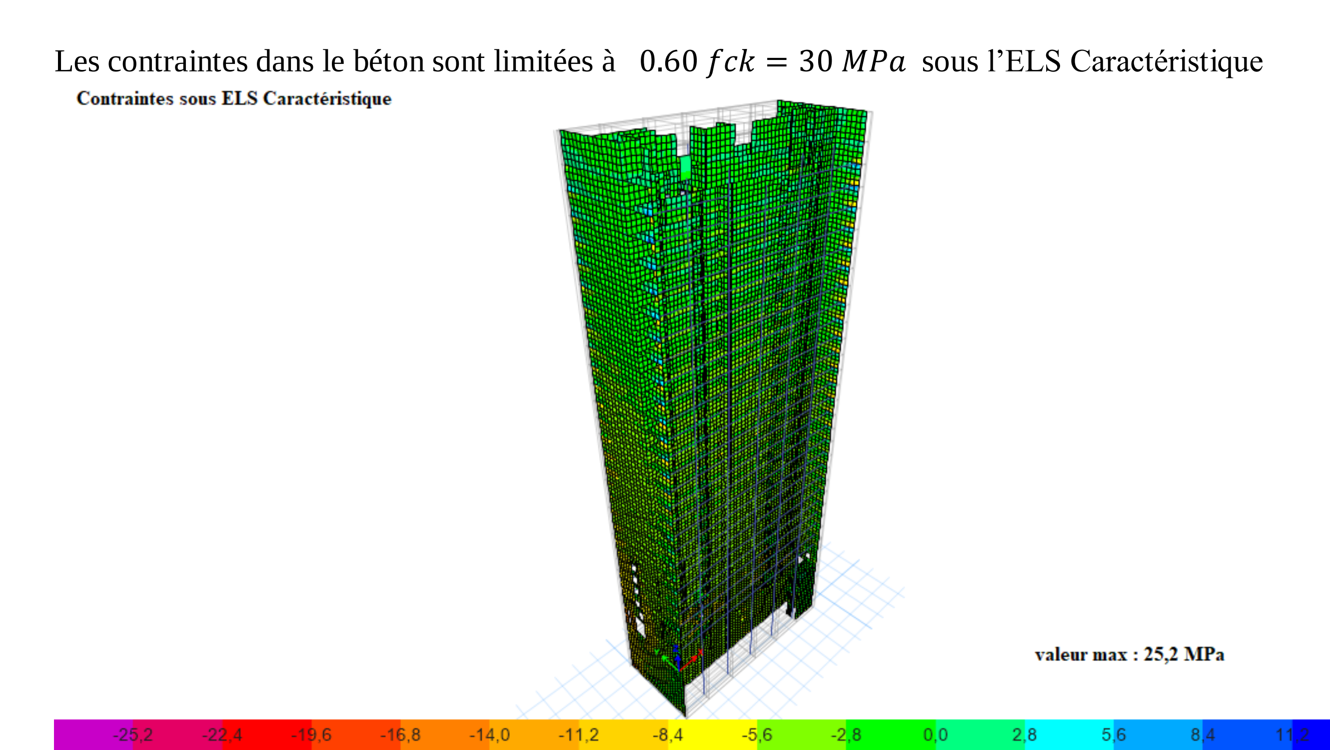
Pressions dynamiques :

z	cr(z)	vm(z)	Iv(z)	qp(z)	Fw (KN/m²)
104,5	1,61	35,39	0,10	1,31	1,86
100	1,60	35,23	0,10	1,30	1,85
96,4	1,60	35,10	0,10	1,29	1,84
92,8	1,59	34,97	0,10	1,28	1,83
89,2	1,58	34,83	0,10	1,27	1,82
85,6	1,58	34,68	0,10	1,27	1,80
82	1,57	34,53	0,10	1,26	1,79
78,4	1,56	34,37	0,10	1,25	1,78
74,8	1,55	34,20	0,10	1,24	1,76
71,2	1,55	34,03	0,10	1,23	1,75
67,6	1,54	33,84	0,11	1,22	1,73
64	1,53	33,65	0,11	1,21	1,72

60,4	1,52	33,44	0,11	1,20	1,70
56,8	1,51	33,22	0,11	1,18	1,68
53,2	1,50	32,99	0,11	1,17	1,67
49,6	1,49	32,74	0,11	1,16	1,65
46	1,48	32,47	0,11	1,14	1,63
42,4	1,46	32,18	0,11	1,13	1,60
38,8	1,45	31,87	0,11	1,11	1,58
35,2	1,43	31,52	0,11	1,09	1,55
31,6	1,42	31,14	0,11	1,07	1,52
28	1,40	30,71	0,12	1,05	1,49
24,4	1,37	30,22	0,12	1,02	1,45
20,8	1,35	29,65	0,12	0,99	1,41
17,2	1,32	28,97	0,12	0,96	1,36
13,6	1,28	28,14	0,13	0,91	1,30
9,6	1,22	26,90	0,13	0,85	1,22
6,2	1,15	25,34	0,14	0,78	1,11
0	0,86	18,85	0,19	0,51	0,72

Annexe 4 : Cartographie des contraintes de compression dans le noyau

Les contraintes dans le béton sont limitées à $0.60\ fck = 30\ MPa$ sous l'ELS Caractéristique



Annexe 5 : Calcul des poteaux

Étage	Poteau	Section	$A_{s,min}$	A_s	
		cm²	cm²	cm²	
R+26	C25	65x75	48,75	48,75	25HA16
R+25	C25	65x75	48,75	48,75	25HA16
R+24	C25	65x75	48,75	48,75	25HA16
R+23	C25	65x75	48,75	48,75	25HA16
R+22	C25	65x75	48,75	48,75	25HA16
R+21	C25	65x75	48,75	48,75	25HA16
R+20	C25	65x75	48,75	48,75	25HA16
R+19	C25	65x75	48,75	48,75	25HA16
R+18	C25	65x75	48,75	48,75	25HA16
R+17	C25	65x75	48,75	48,75	25HA16
R+16	C25	65x75	48,75	48,75	25HA16
R+15	C25	65x75	48,75	48,75	25HA16
R+14	C25	65x90	58,5	58,5	30HA16
R+13	C25	65x90	58,5	58,5	30HA16
R+12	C25	65x90	58,5	58,5	30HA16
R+11	C25	65x90	58,5	58,5	30HA16
R+10	C25	65x90	58,5	58,5	30HA16
R+9	C25	75x90	67,5	67,5	34HA16
R+8	C25	75x90	67,5	67,5	34HA16
R+7	C25	75x90	67,5	67,5	34HA16
R+6	C25	75x90	67,5	67,5	34HA16
R+5	C25	75x90	67,5	67,5	34HA16
R+4	C25	75x90	67,5	67,5	34HA16
R+3	C25	75x90	67,5	67,5	34HA16
R+2	C25	90x90	81	81	42HA16
R+1	C25	90x90	81	81	42HA16
RDC	C25	90x90	81	81	42HA16
SS1	C25	100x120	120	120	60HA16
SS2	C25	100x120	120	120	60HA16
SS3	C25	100x120	120	120	60HA16
SS4	C25	100x120	120	120	60HA16
SS5	C25	100x120	120	120	60HA16